

# **AALTO-YLIOPISTO**

Insinööritieteiden korkeakoulu

Rakenne- ja rakennustuotantotekniikan koulutusohjelma

Rakennetekniikka

**Juho Korkeila**

## **BETONIN JA KOVABETONIPINTAUKSEN VÄLISEN LEIKKAUS- KESTÄVYYDEN MÄÄRITYS**

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi  
diplomi-insinöörin tutkintoa varten  
Espoossa 24. huhtikuuta 2015

Valvoja / Ohjaaja: Professori Jari Puttonen Aalto-yliopisto

---

**Tekijä** Juho Korkeila

---

**Työn nimi** Betonin ja kovabetonipintauksen välisen leikkauskestävyyden määrittäminen

---

**Laitos** Rakennustekniikan laitos

---

**Professuuri** Talonrakennustekniikka

---

**Professuurikoodi** RAK.thes

---

**Työn valvoja** Professori Jari Puttonen

---

**Työn ohjaaja(t)** Professori Jari Puttonen, Aalto-yliopisto

---

**Päivämäärä** 24.4.2015

**Sivumäärä** 69 + 31 s.

**Kieli** suomi

---

### **Tiivistelmä**

Tämän diplomityön tavoitteena oli selvittää, miten betonin ja kovabetonipintauksen välinen leikkauskestävyys voidaan määrittää luotettavasti todellisessa rakenteessa. Työssä keskityttiin erityisesti tutkimaan, miten materiaalien välisessä saumassa vallitseva jännitys jakauma vaikuttaa leikkauskestävyyden suuruuteen. Lisäksi todellisia leikkauskestävyyksiä ja suunnittelunormien mukaisia leikkauskestävyyksiä vertailtiin keskenään.

Tutkimuksen yhteydessä toteutettiin leikkauskokeita betonista ja kovabetonipintauksesta koostuville koekappaleille. Leikkauskokeita tehtiin yhteensä kolmea eri tyyppiä, jotka olivat taivutusleikkaus, puhdas leikkaus ja vinoleikkaus. Toteutetuista leikkauskokeista yhtä voidaan käyttää myös työmaaolosuhteissa. Näiden leikkauskokeiden lisäksi määritettiin myös materiaalien välinen vetokestävyys. Koekappaleiden valmistus ja koestus toteutettiin Aalto-yliopiston betonilaboratoriossa. Materiaalien rajapinnassa vaikuttava jännitys jakauma määritettiin käsinlaskennan ja FEM-analyysin avulla. FEM-analyysissä toteutettiin kimmoteorian mukainen tarkastelu käyttäen Abaqus 6.14-1 – ohjelmistoa. Laskennallinen leikkauskestävyys määritettiin Eurokoodi 2:n sekä Suomen rakentamismääräyskokoelma B4:n mukaisesti. Saatuja tuloksia vertailtiin lopuksi keskenään.

Työn tuloksena saatiin hyvä käsitys siitä, miten materiaalien välisessä rajapinnassa vaikuttava jännitys jakauma vaikuttaa leikkauskestävyyden suuruuteen. Työn yhteydessä tehtyjen tutkimusten perusteella normaalijännitys ja leikkauskestävyys ovat voimakkaasti positiivisesti korreloituneita. Tästä johtuen todellisen rakenteen leikkauskestävyys saadaan määritettyä tarkimmin koejärjestelyllä, missä materiaalien rajapinnassa vallitseva jännitys jakauma vastaa parhaiten todellisen rakenteen jännitys jakaumaa. Tehtyjen kokeiden perusteella leikkauskestävyys kasvoi puristavan normaalijännityksen lisääntyessä suunnittelunormien mukaista leikkauskestävyyttä nopeammin. Työn yhteydessä havaittiin myös, että suunnittelunormeissa olisi hyvä määrittää se, mitä karheusindeksin arvoa nykyiset karheuden määritelmät vastaavat. Työn yhteydessä nousi esiin myös tekijöitä, joita työmaaolosuhteisiin tarkoitettua leikkauskokeesta on vielä syytä tutkia tarkemmin ennen leikkauskokeen käyttöönottoa.

---

**Avainsanat** betoni, kovabetonipintausta, leikkauskoe, leikkausjännitys, leikkauskestävyys

---

---

**Author** Juho Korkeila

---

**Title of thesis** Determination of shear capacity between concrete and high-strength concrete coating

---

**Department** Department of Civil and Structural Engineering

---

**Professorship** Structural Engineering and Building Physics

---

**Code of professorship** RAK.thes

---

**Thesis supervisor** Professor Jari Puttonen

---

**Thesis advisor(s) / Thesis examiner(s)** Professor Jari Puttonen, Aalto University

---

**Date** 24.4.2015

---

**Number of pages** 69 + 31 s.

---

**Language** Finnish

---

**Abstract**

The aim of this thesis was to find out how the shear capacity between concrete and high-strength concrete coating can be measured reliably in a real structure. The study focused especially to examine how the prevailing stress distribution between concrete layers affects the magnitude of the shear capacity. In addition, the actual shear capacity and the design values of shear capacity were compared with each other.

The research was carried out shear tests for test pieces consisting of concrete and high-strength concrete coating. There were carried out a total of three different types of shear tests, which were shear in bending, pure shear and slant shear. One of these tests may also be used at the site. In addition to these shear tests were also determined the tensile capacity between concrete and high-strength concrete coating. Preparations and testing of test pieces was carried out at Aalto University's concrete laboratory. The stress distribution between concrete and high-strength concrete coating was determined by hand calculations and FEM-analysis. FEM-analysis was carried out in elastic analysis using Abaqus 6.14-1 –software. The design shear resistance was determined by according Eurocode 2 and Suomen rakentamismääräyskokoelma B4. Finally the results were compared with each other.

As a result of this thesis was a good understanding of how the stress distribution between concrete layers affects the magnitude of the shear capacity. The studies have shown that the normal stress and shear capacity are strongly positively correlated. As a result, the shear capacity of the actual structure can be determined most accurately by the shear test, where the stress distribution between concrete layers corresponds most closely to the stress distribution in actual structure. Shear resistance increased with increasing of compressive normal stress. Based on the results of this thesis, actual shear capacity increased faster than the design shear strengths. Context of the work also found that in design codes would be good to define the mean texture depth of the current roughness definitions. The utilization of the shear test at the site requires further study.

---

**Keywords** concrete, high-strength concrete coating, shear test, shear stress, shear capacity

---

## **Alkusanat**

Tämä tutkimus on tehty diplomi-insinööritutkinnon opinnäytetyönä Aalto-yliopiston Insinöörیتieteiden korkeakoulun rakennustekniikan laitoksella. Työn ohjaajana ja valvojana on toiminut talonrakennustekniikan professori Jari Puttonen Aalto-yliopistosta.

Haluan kiittää Jari Puttosta hyödyllisistä neuvoista sekä kehitysehdotuksista joita olen saanut läpi koko tutkimusprojektin. Lisäksi haluan kiittää Aalto-yliopiston betonilaboratorion henkilökuntaa suuresta avusta, jota olen saanut koko tutkimusprojektin ajan. Haluan kiittää myös PiiMat Oy:tä, joka osallistui tutkimuksen yhteydessä vaadittujen materiaalien hankintaan.

Espoo 24.4.2015

Juho Korkeila



# Sisällysluettelo

Tiivistelmä

Abstract

Alkusanat

Sisällysluettelo

Merkinnät

1	Johdanto.....	1
1.1	Tutkimuksen tausta.....	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet.....	1
1.3	Tutkimusmenetelmät ja rajaukset.....	2
1.4	Työn sisältö .....	3
2	Kokeet betonipintojen välisen leikkauskestävyyden määrittämiseksi .....	4
2.1	Käytössä olevia leikkauskokeita.....	4
2.2	Kimmokertoimien eron vaikutus leikkauskokeissa .....	5
2.3	Betonipinnan karheuden määrittäminen .....	6
3	Leikkausjännitys betonipintojen välillä.....	8
3.1	Puhdas leikkaus .....	8
3.2	Vinoleikkaus.....	9
3.3	Taivutusleikkaus.....	11
3.3.1	Eurokoodi 2 .....	12
3.3.2	Elastinen palkkiteoria .....	13
3.3.3	Jännitys-muodonmuutosyhteys .....	13
4	Laskennallinen leikkauskestävyys betonipintojen välillä .....	15
4.1	Shear-friction theory .....	15
4.2	Eurokoodi 2 .....	15
4.3	Suomen rakentamismääräyskokoelma B4 .....	16
5	Betonin ja kovabetonipintauksen väliset leikkauskokeet.....	17
5.1	Koejärjestelyn suunnittelu.....	17
5.1.1	Taivutusleikkaus.....	18
5.1.2	Puhdas leikkaus .....	20
5.1.3	Kohtisuora veto .....	23
5.1.4	Vinoleikkaus.....	24
5.1.5	Käytettävät materiaalit .....	25
5.2	Koekappaleiden valmistus .....	26
5.2.1	Betonivalu .....	26
5.2.2	Kovabetonipintauksen valu .....	26
5.3	Koekappaleiden koestukset.....	28
5.3.1	Materiaalien ominaisuudet .....	29
5.3.2	Taivutusleikkaus.....	31
5.3.3	Puhdas leikkaus .....	35
5.3.4	Kohtisuora veto .....	39
5.3.5	Vinoleikkaus.....	41
6	FEM-analyysi.....	43
6.1	Käytetyt asetukset.....	44
6.2	Jännitys jakaumat betonin ja kovabetonipintauksen rajapinnassa.....	46
7	Tulosten arviointi ja vertailu.....	51
7.1	Koekappaleiden reunahäiriö .....	51
7.2	Jännitysten vertailu käsinlaskennan ja FEM-analyysin välillä .....	53
7.3	Leikkautuvan tason normaalijännityksen vaikutus leikkauskestävyyteen.....	55
7.4	Taivutusleikkausjännityksen määrittäminen .....	56

7.5	Todellisen- ja laskennallisen leikkauskestävyyden vertailu .....	58
7.6	Leikkauskestävyyden määrittäminen työolosuhteissa.....	60
8	Yhteenveto.....	63
	Lähteluettelo .....	66
	Liitteet	

## Merkinnät

$A$	materiaalien rajapinnan pinta-ala [mm <sup>2</sup> ]
$A_{sv}$	työsauman leikkausraudoitukset poikkileikkausala [mm <sup>2</sup> ]
$D$	hieasta muodostuneen ympyrän keskimääräinen halkaisija [mm]
$F$	kappaletta kuormittava voima, materiaalien rajapinnassa vaikuttava leikkausvoima [N]
$I$	poikkileikkauksen jäyhyysmomentti [mm <sup>4</sup> ]
$I_{cr}$	haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti [mm <sup>4</sup> ]
$I_{eff}$	tehollinen jäyhyysmomentti [mm <sup>4</sup> ]
$I_g$	ehjän poikkileikkauksen jäyhyysmomentti [mm <sup>4</sup> ]
$M_{cr}$	halkeamamomentti, momentti jolla poikkileikkaus aloittaa halkeilun [Nmm]
$M_{max}$	poikkileikkauksen maksimimomentti [Nmm]
$Q$	leikkausvoima [N]
$S$	poikkileikkauksen staattinen momentti [mm <sup>3</sup> ]
$V$	käytetyn hiekan tilavuus [mm <sup>3</sup> ]
$V_d$	mitoitettava leikkausvoima [N]
$V_{Ed}$	rakenneosan leikkausvoiman mitoitusarvo [N]
$b$	koekappaleen leveys, työsauman leveys [mm]
$b_i$	rajapinnan leveys [mm]
$c$	rajapinnan karheudesta riippuva kerroin [-]
$d$	rakenteen tehollinen korkeus [mm]
$f_{cd}$	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{c,i}$	murtokuorma [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctd}$	betonin vetolujuuden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{t,i}$	maksimi vetojännitys [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
$s$	työsauman leikkausraudoituksen leikkeiden keskinäinen väli [mm]
$s_{r,max}$	maksimi halkeamavälin [mm]
$v$	lujuuden pienennyskerroin [-]
$v_{Edi}$	materiaalien rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
$v_{Rdi}$	rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
$v_u$	työsauman leikkauskestävyyden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
$z$	koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi [mm]
$\alpha$	kulma kappaleen pituussuuntaiseen akseliin nähden, rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen ja rajapinnan välinen kulma [°]
$\beta$	uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella [-]
$\beta_1$	kerroin joka riippuu työsauman karheudesta sekä työsauman leikkausraudoituksen poikkileikkausala [mm <sup>2</sup> ]
$\beta_2$	kerroin joka riippuu työsauman karheudesta sekä työsauman leikkausraudoituksen poikkileikkausala [mm <sup>2</sup> ]
$\mu$	rajapinnan karheudesta riippuva kerroin [-]
$\mu_v$	työsauman karheudesta riippuva kitkakerroin [-]
$\rho$	rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala jaettuna rajapinnan pinta-alalla [-]
$\sigma$	materiaalien rajapinnassa vaikuttava normaalijännitys [N/mm <sup>2</sup> ]

$\tau$	leikkausjännitys [N/mm <sup>2</sup> ]
$\tau_0$	todellinen leikkauskestävyys [N/mm <sup>2</sup> ]
$\phi$	materiaalin sisäinen kitkakulma [°]

# 1 Johdanto

## 1.1 Tutkimuksen tausta

Suomessa 1990-luvulla ja jopa sitä myöhemmin toteutetut pysäköintirakennukset vaativat merkittäviä korjaustoimenpiteitä. Betoniset pysäköintirakennukset ovat säilyvyysmielessä haastavia, sillä niihin kohdistuu suuria mekaanisia sekä kemiallisia rasituksia. Niitä ovat esimerkiksi nastarenkaista johtuva kuluminen, pakkasrapautuminen sekä suolarapautuminen.

Pysäköintirakennusten käytettävyys edellyttää suhteellisen pitkiä jännevälejä, joten pysäköintitasot tehdään yleensä jännitettyinä rakenteina. Suomessa pysäköintitasot ovat myös usein suunniteltu kustannusten vuoksi mahdollisimman ohuiksi. Ohuessa pysäköintitasossa pinnan kulutuskerrokset voivat olla olemattomia. Tämän vuoksi pienenkin kuluman johdosta tasot on usein pinnoitettava kulutusta kestäväällä pinnoitteella, esimerkiksi kovabetonipintauksella. Kovabetonipintausta ei ole perinteisesti otettu huomioon osana kantavaa rakennetta.

Laattaan kohdistuvat rasitukset sekä korjauksen yhteydessä betonipinnalle toteutettavat pohjakäsittelyt voivat erityisesti ohuissa rakenteissa pienentää laatan paksuutta jopa 20 %. Laattarakenteen jäykkyyden ja rakenteellisen toiminnan kannalta sen paksuus on kuitenkin erittäin merkittävä tekijä. Tästä johtuen rakenteita saatetaan joutua korjauksen yhteydessä myös vahvistamaan, jotta laatalle suunnitellut rakenteelliset ominaisuudet varmistetaan.

Vanhan betonirakenteen ja uuden pinnoitteen välinen leikkauskestävyys on ratkaiseva tekijä hyödynnettäessä pinnoitetta laatan rakenteellisessa mitoituksessa. Materiaalien välisen leikkauskestävyyden suuruuteen vaikuttavat useat tekijät. Näitä tekijöitä on erittäin vaikea huomioda numeerisilla malleilla. Tästä johtuen leikkauskestävyyden suuruus voidaan määrittää tarkasti ja luotettavasti vain todelliselle rakenteelle tehtävien leikkausrasituskokeiden avulla.

Nykyisin käytössä olevat betonipintojen väliset leikkauskokeet ovat usein haastavia tai jopa mahdottomia suorittaa työmaaolosuhteissa. Betonipintojen välinen tartunta on helppo mitata työmaaolosuhteissa kohtisuoralla vetokokeella. Kohtisuoran vetokokeen ja leikkauskestävyyden välillä ei ole pystytty kuitenkaan esittämään suoraa korrelaatiota. Leikkauskestävyyden suuruus vaihtelee myös suuresti erilaisten leikkauskokeiden välillä.

## 1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Kovabetonipintausta on normaalisti paksuudeltaan suhteellisen ohut vaihdellen 10...50 mm välillä. Perinteisesti kantavien rakenteiden välinen leikkauskestävyys varmistetaan raudoittein. Terästen käyttö ei kuitenkaan yleensä ole mahdollista kovabetonipintausten ohuudesta johtuen. Teräksien puuttuessa vanhan betonin ja kovabetonipintausten välisen leikkauskestävyyden luotettava määrittäminen on huomattavasti haastavampaa. Työssä tutkitaan erilaisia betonin ja kovabetonipintausten välisiä leikkauskokeita. Tavoitteena on löytää menetelmä, jolla todellisen rakenteen leikkauskestävyys voidaan määrittää luotettavasti.

Täysin puhtaan leikkausjännityksen aikaan saaminen leikkauskokeessa on usein haastavaa. Mitattavassa rajapinnassa todellinen jännitys jakauma koostuu yleensä eri jännitysten yhdistelmästä, kuten leikkausjännityksestä ja normaalijännityksestä. Työn tavoitteena on selvittää, miten leikkauskokeessa käytetyn koekappaleen saumassa vallitseva jännitys jakauma vaikuttaa leikkauskestävyyden suuruuteen.

Työssä on lisäksi tarkoituksena vertailla, miten suunnittelunormien mukainen leikkauskestävyys eroaa todellisesta leikkauskestävyydestä. Työssä ei perehdytä kahden betonipinnan välisen leikkauskestävyyden perusteella tehtävään rakenteiden mitoitukseen. Joten esimerkiksi kahden betonipinnan välisen tartunnan hauras murtumistapa ilman teräksiä sekä rakenteen käyttöiän aikaisien rasituksien vaikutusta leikkauskestävyyteen ei käsitellä tässä työssä.

### **1.3 Tutkimusmenetelmät ja rajaukset**

Käytettävät tutkimusmenetelmät voidaan jakaa kahteen eri osa-alueeseen. Ensimmäisenä tehdään erilaisten leikkauskokeiden suunnittelu ja toteutus. Tämän jälkeen toteutetuista leikkauskokeista tehdään FEM-analyysi. Lisäksi näiden kokeiden tuloksia vertaillaan suunnittelunormien mukaisiin kahden betonipinnan välisen leikkauskestävyyden arvoihin.

Toteutettavaksi leikkauskokeeksi valitaan vähintään yksi menetelmä, joka on mahdollista toteuttaa työmaolosuhteissa. Muut leikkauskokeet valitaan siten, että leikkautuvaan tasoon saadaan aiheutettua toisistaan poikkeavia jännitysjakauksia. Näin päästään vertailemaan jännitysjakauksien vaikutuksia leikkauskestävyyden suuruuteen. Toteutettavat leikkauskokeet voidaan jakaa kolmeen eri ryhmään, jotka ovat taivutusleikkaus, puhdas leikkaus ja vinoleikkaus. Koekappaleiden valmistus ja koestus toteutetaan Aalto-yliopiston betonilaboratoriossa.

Toinen osa-alue on toteutettaville koekappaleille tehtävä FEM-analyysi. Analyysi toteutetaan käyttäen elementtimenetelmään perustuvaa Abaqus 6.14-1 -ohjelmistoa. FEM-analyysissä mallinnetaan puhtaan leikkauksen ja vinoleikkauksen koejärjestelyt todellisten kokeiden mukaisesti. FEM-analyysillä toteutetaan kimmoteorian mukainen tarkastelu, joten siinä ei huomioida betoniin mahdollisesti syntyvää halkeilua. Näin saatuja leikkauspinnan jännitysjakauksia vertaillaan eri leikkauskokeiden välillä. Koekappaleiden jännitysjakaukset lasketaan myös käsin. Käsinlaskennalla saatuja jännityksiä vertaillaan FEM-analyysin mukaisiin jännityksiin. Tämän vertailun avulla voidaan arvioida tulosten luotettavuutta. Taivutusleikkaukseen yhteydessä betoniin syntyy halkeamia, joiden johdosta taivutuskokeen jännitykset arvioidaan vain käsinlaskennalla.

Mainittujen osa-alueiden lisäksi määritetään suunnittelunormien mukaiset leikkauskokeiden leikkauskestävyydet, joiden arvoja hyödynnetään leikkauskokeiden suunnittelussa. Käytetyt suunnittelunormit ovat Eurokoodi 2 sekä Suomen rakentamismääräyskoelma B4. Näiden menetelmien pohjalta saatavien tulosten ja niiden kesken tehtävän vertailun avulla pyritään selvittämään, miten todellisen rakenteen leikkauskestävyys voidaan määrittää luotettavasti.

## 1.4 Työn sisältö

Luvussa 2 käsitellään yleisimmin käytössä olevia leikkauskokeita kahden betonipinnan välisen leikkauskestävyyden määrittämiseksi. Lisäksi luvussa 2 nostetaan esille huomioita aikaisemmista tutkimuksista, jotka liittyvät kahden betonipinnan välisen leikkauskestävyyden määrittämiseen sekä leikkauskestävyyden suuruuteen. Näitä huomioita ovat käytettyjen materiaalien kimmokertoimien vaikutus leikkauskokeiden tuloksiin sekä betonipinnan karheuden määrittäminen ja sen vaikutukset leikkauskestävyyteen.

Luvussa 3 esitetään menetelmiä erityyppisissä leikkauskokeissa materiaalien rajapinnassa vaikuttavien leikkausjännitysten käsinlaskentaan. Leikkauskokeiden tyypit on jaettu kolmeen eri ryhmään, jotka ovat puhdas leikkaus, vinoleikkaus sekä taivutusleikkaus. Lisäksi tasossa vaikuttavien normaalijännitysten laskenta on esitetty vinoleikkauksen tapauksessa. Taivutusleikkausjännitysten arvioimiseksi on esitetty kolme eri menetelmää, jotka ovat Eurokoodi 2:n, elastisen palkkiteorian sekä jännitysmuodonmuutosyhteyden mukainen menetelmä.

Luvussa 4 keskitytään käsittelemään laskennallista leikkauskestävyyttä kahden betonipinnan välillä. Aluksi esitellään yleisesti leikkauskitka menetelmää mihin useat nykyisin käytössä olevat suunnittelunormit perustuvat. Tämän jälkeen käydään läpi laskennallisen leikkauskestävyyden määrittäminen kahden betonipinnan välillä Eurokoodi 2:n sekä Suomen rakentamismääräyskokoelma B4:n mukaisesti.

Luvussa 5 esitellään työn yhteydessä toteutettavat betonin ja kovabetonipintauksen väliset leikkauskokeet. Leikkauskokeista käydään läpi koejärjestelyn suunnittelu, koekappaleiden valmistus sekä koekappaleiden koestukset. Koejärjestelyn suunnittelu osassa esitetään tekijöitä, jotka vaikuttavat tehtävien leikkauskokeiden-, koekappaleiden geometrian- sekä käytettyjen materiaalien valintaan. Koekappaleiden valmistuksessa kuvataan eri työvaiheet sekä käydään läpi valmistuksen aikataulu ja koekappaleiden jälkihoitomenetelmät. Koekappaleiden koestukset kohdassa kuvataan eri koestusmenetelmät sekä käydään läpi koestuksissa saadut tulokset.

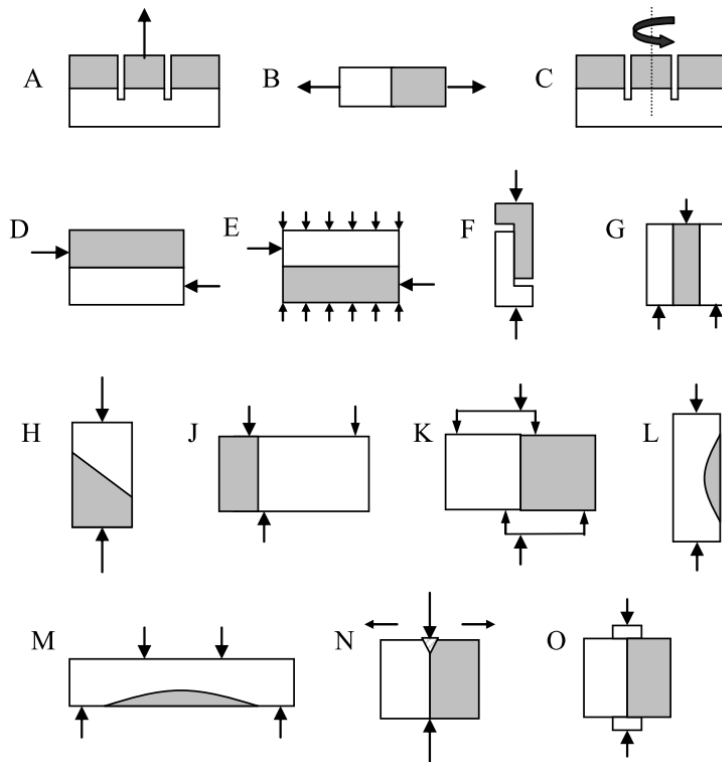
Luvussa 6 käsitellään työn yhteydessä tehtyä FEM-analyysia. Luvussa käydään läpi FEM-analyysissa käytetyt asetukset sekä esitellään siitä saadut lopulliset tulokset. Tuloksina saatuja jännitysjakauman kuvaajia arvioidaan vertaamalla niitä käsinlaskettuihin jännityksiin.

Luvussa 7 keskitytään työn aikana tehtyjen kokeiden tulosten arviointiin ja vertailuun. Lisäksi työn aikaisia tuloksia verrataan aikaisemmissa tutkimuksissa saatuihin tuloksiin sekä suunnittelunormien mukaisiin arvoihin. Luvussa käsitellään myös työn aikana tehtyihin oletuksiin liittyviä epävarmuuksia sekä koetuloksiin virheitä aiheuttavia tekijöitä. Luvussa 8 on tehty yhteenveto työstä ja sen yhteydessä tehdyistä havainnoista.

## 2 Kokeet betonipintojen välisen leikkauskestävyyden määrittämiseksi

### 2.1 Käytössä olevia leikkauskokeita

Yleisimmin käytössä olevat kokeet kahden betonipinnan välisen tartunnan määrittämiseksi voidaan jakaa kolmeen eri tyyppiin. Nämä tyypit ovat kohtisuora veto (esim. Kuva 1 A), puhdas leikkaus (esim. Kuva 1 D) ja vinoleikkaus (esim. Kuva 1 H). (1) Osa betonipintojen välisen tartunnan määrittämiseksi käytetyistä menetelmistä (Kuva 1) ei ole kovin yleisessä käytössä. Yleisimmässä käytössä olevat menetelmät ovat kohtisuora veto sekä vinoleikkaus (Kuva 1 A ja H). Nämä menetelmät on vahvistettu käyttöön useimmissa standardeissa. Syitä näiden menetelmien suosioon ovat muun muassa yksinkertainen kokeiden toteutus, vähemmän ongelmia ja puutteita verrattuna useisiin muihin menetelmiin sekä kokeiden tulosten luotettavuus. (2)



Kuva 1. Kuvassa on esitetty erilaisia menetelmiä kahden betonipinnan välisen tartunnan määrittämiseksi. (2)

Kohtisuorassa vedossa betonin pintaan liimataan teräsnappi, jonka välityksellä saadaan siirrettyä vetävä voima betoniin kohtisuoraan poratulle lieriölle. Vetävän voiman huolellinen suuntaus on erittäin tärkeää. Pienikin poikkeama vetovoiman suuntauksessa voi aiheuttaa epäkeskeisyyttä vedettävään kappaleeseen. Epäkeskeisyys voi aiheuttaa suurta hajontaa kokeiden tuloksissa. (1) Vetokoe on helppo suorittaa laboratorio- sekä työmaaolosuhteissa.

Puhtaan leikkauksen tapauksissa ei yleensä saada aikaan täysin puhdasta leikkausjännitystä. Materiaalien rajapintaan kohdistuu yleensä puhtaan leikkausjännityksen sijasta leikkausjännitys sekä normaalijännitys. (1) Puhdas leikkaus on tavallisesti hankala suorittaa muualla kuin laboratorio-olosuhteissa. Työmaaolosuhteissa tehtäväksi puhtaan



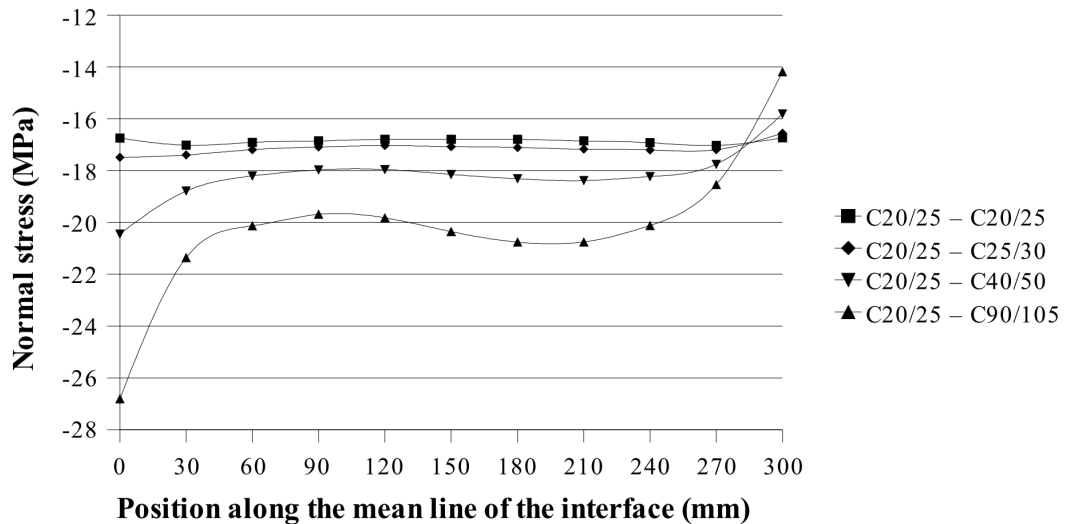
leikkauksen kokeeksi sopii ainoastaan vääntökoe (Kuva 1 C). (3) Vääntökoe ei kuitenkaan tuota poikkileikkaukseen tasan jakautunutta leikkausjännitystä, vaan kappaleen ulkokehälle syntyy kappaleen sisäosaa suuremmat jännitykset. Vääntökoe on lisäksi verrattain uusi menetelmä ja vaatii vielä kehittämistä ja tutkimuksia (2).

Vinoleikkauksen tapauksessa jännitys jakauma materiaalien rajapinnassa on puristusjännityksen ja leikkausjännityksen yhdistelmä (4). Vinoleikkaus on suhteellisen luotettava ja johdonmukainen menetelmä leikkauskestävyyden arvioimiseksi, sillä se vastaa usein todellisen rakenteen jännitystilaa ja murtumistapaa. (5) Murtokuorman suuruus on merkittävästi riippuvainen koekappaleessa käytetyn kulman suuruudesta. Mitä suurempi kulma on vaakatasoon nähden sitä pienempi kuorma vaaditaan murren saavuttamiseksi. Tämä johtuu siitä, että kuormittavasta voimasta aiheutuva puristuskomponentti pienenee kulman kasvaessa. (2)

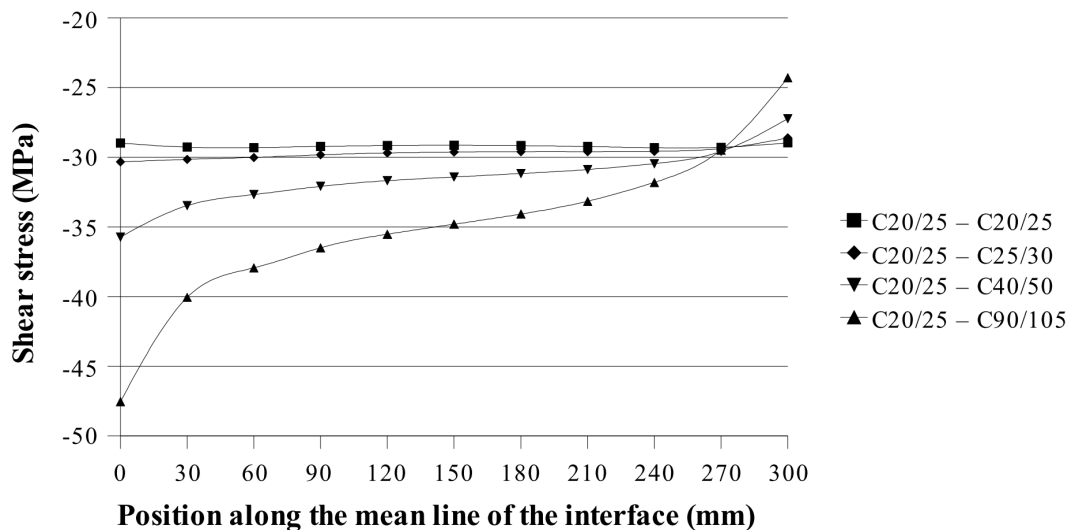
Aikaisemmissa tutkimuksissa tehtyjen kokeiden perusteella (1, 2) voidaan todeta, että kokeissa saatava betonipintojen välisen leikkauslujuuden suuruus on erittäin riippuvainen käytetystä mittausmenetelmästä. Tämän johdosta leikkauskestävyyden mittausmenetelmä on parasta valita sen mukaan, missä koekappaleen jännitykset vastaavat parhaiten todellisessa rakenteessa vaikuttavia jännityksiä. (2) Kokeen vapaa valinta ei kuitenkaan aina ole mahdollista, johtuen olemassa olevien kokeiden hankalasta toteutettavuudesta muualla kuin laboratorio-olosuhteissa koestetuille koekappaleille. Joissain tapauksissa koekappaleet täytyy jopa valaa laboratoriossa, jotta koe voidaan suorittaa. (3) Yksi helposti työmaaolosuhteissa toteutettava koe on vetokoe. Vetokoe ei kuitenkaan useissa tapauksissa vastaa jännityksiltään rakenteessa vallitsevaa jännitystilaa. Korrelaation löytäminen vetokokeen ja muiden kokeiden välillä antaisi selkeää hyötyä leikkauskestävyyden määrittämiseksi (6). Selkeää ja luotettavaa korrelaatiota erityyppisten kokeiden välisissä tuloksissa ei ole pystytty esittämään.

## **2.2 Kimmokertoimien eron vaikutus leikkauskokeissa**

Yleensä betonipintojen välistä leikkauskestävyyttä tutkitaan eri laatuisten betonien välillä. Ero materiaalien välisissä kimmokertoimissa vaikuttaa kuitenkin myös materiaalien rajapinnassa vaikuttavaan jännitys jakaumaan. Laskentamallin ja samassa yhteydessä tehdyillä kuormituskokeilla on tutkittu materiaalien kimmokertoimien muutoksen vaikutusta vinoleikkaukseen jännitys jakaumaan (Kuva 2 ja Kuva 3). Kun ero materiaalien kimmokertoimien välillä kasvaa, niin myös muutokset jännitys jakaumassa materiaalien rajapinnassa kasvavat. Ero voidaan havaita kasvavina jännityskeskittyminä leikkautuvan tason molemmilla reunoilla. Kimmokertoimien muutoksen vaikutus on havaittavissa sekä normaalijännitys- että leikkausjännitys jakaumassa. (5)



Kuva 2. Kimmokertoimen vaikutus normaaliännitykseen materiaalien rajapinnassa vinoleikkaus kokeessa. Koekappaleen koko  $150 \times 150 \times 450 \text{ mm}^3$  ja kulma  $30^\circ$  koekappaleen akselin suunnasta lukien. Sijainti keskilinjalla on esitetty lähtien leikkautuvan tason alemmasta reunasta. (5)



Kuva 3. Kimmokertoimen vaikutus leikkausännitykseen materiaalien rajapinnassa vinoleikkaus kokeessa. Koekappaleen koko  $150 \times 150 \times 450 \text{ mm}^3$  ja kulma  $30^\circ$  koekappaleen akselin suunnasta lukien. Sijainti keskilinjalla on esitetty lähtien leikkautuvan tason alemmasta reunasta. (5)

Koekappaleissa käytettävien materiaalien kimmokertoimien eron kasvun on havaittu myös vaikuttavan koekappaleen murtomekanismiin. Materiaalien välisen kimmokertoimien eron kasvu johtaa koheesiomurtojen kasvuun. Tämä on havaittavissa koekappaleiden molemmilla reunoilla, jännityskeskittymien vaikutusalueella, tapahtuvana lohkeiluna. (5)

### 2.3 Betonipinnan karheuden määrittäminen

Eri betonipintojen välillä vaikuttavan leikkausvoiman mitoitusarvo vaihtelevat suuresti riippuen käytetystä suunnitteluohjeesta (7). Perinteisesti suunnitteluohjeissa on määritetty kertoimet koheesiolle ja kitkalle. Kertoimet vaihtelevat riippuen suunnitteluohjeesta ja betonipintojen välisestä karheudesta (8). Useat eri tutkimukset (5, 7-9) ovat päätyneet siihen, että betonipinnan karheus olisi syytä määrittää nykyistä tarkemmin mene-

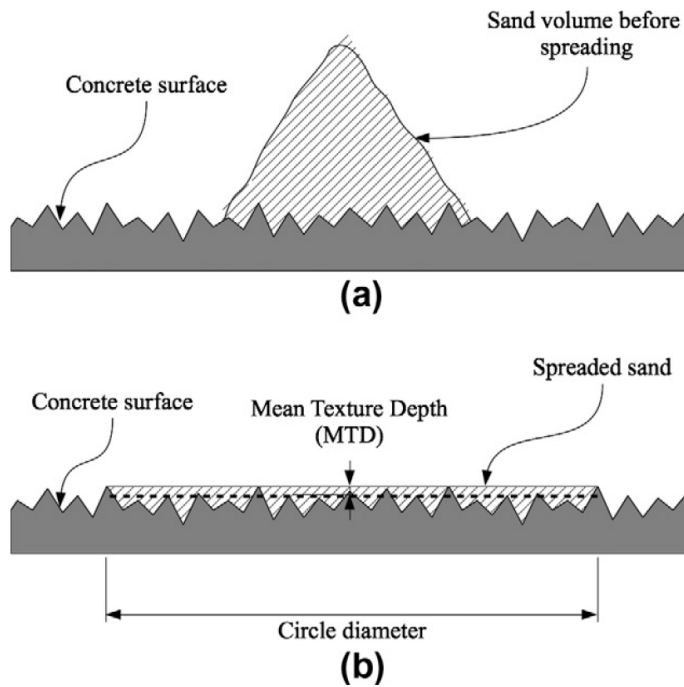
telmin. Betonipinnan tarkempi karheuden määrittäminen mahdollistaisi muuttujan luomisen kuvaamaan suoraan pinnan karheutta. Muuttujan avulla betonipintojen välinen kestävyys voitaisiin määrittää nykyistä tarkemmin. Pinnan karheuteen perustuvan muuttujan on havaittu korreloivan hyvin todellisen leikkauskestävyyden kanssa. (5)

Yleistä useimmille suunnitteluohjeille on, että betonipintojen välisen karheuden arviointi on melko suurpiirteistä. Suunnitteluohjeissa betonipintojen välisen karheuden luokittelu tehdään joko käytetyn pintakäsittelyn tai silmämääräisen arvion perusteella. (5) Suunnitteluohjeissa koheesion ja kitkan suuruuteen vaikuttavat kertoimet ovat suoraan riippuvaisia betonien välisen pinnan karheudesta. Betonipinnan karheuden mittaamiseen voidaan käyttää silmämääräisen arvioinnin lisäksi muun muassa hiekkapaikkamenetelmää tai tarkemmilla laitteilla tehtävää pinnan karheuden määrittäystä.

Hiekkapaikkamenetelmä on yksinkertaisin kokeellinen menetelmä betonipinnan karheuden määrittämiseksi. (10) Hiekkapaikkamenetelmässä kaadetaan tietyn rakeista hiekkaa betonipinnan päälle, jonka karheusindeksi halutaan määrittää (Kuva 4). Tämän jälkeen hiekkaa levitetään tasaisesti pyörivällä liikkeellä niin, että hiekka leviää pyöreälle alueelle tasaisesti. Hiekan levitys lopetetaan kun leviämistä laajemmalle ei enää saada aikaan. Tämän jälkeen mittaamalla hiekka-alueen halkaisija voidaan määrittää alustan karheusindeksi (kaava 1). (5, 11) Hiekkapaikkamenetelmä on halpa ja helppo toteuttaa työmaalla ja laboratoriossa. Kyseisen menetelmän toistettavuuden on havaittu kuitenkin olevan käytännössä melko heikko. (10) Menetelmä sopii lähinnä vaakatasossa olevan sileän tai hieman karhean pinnan mittaamiseen (5).

$$MTD = \frac{4V}{\pi D^2} \quad (1)$$

missä	$MTD$	on karheusindeksi (Mean Texture Depth)
	$V$	on käytetyn hiekan tilavuus [mm <sup>3</sup> ]
	$D$	on hiekasta muodostuneen ympyrän keskimääräinen halkaisija [mm]



Kuva 4. Kuvassa on esitetty hiekkapaikkamenetelmän toimintaperiaate: (a) hiekka ennen levitystä ja (b) hiekka levityksen jälkeen. (10)

Betonipinnan karheus voidaan määrittää myös esimerkiksi digitaalisella kuvamittauksella (Photogrammetric Method) (10). Digitaalisella kuvamittauksella betonipinnan karheus määritetään käyttämällä apuna betonipinnasta eri suunnista otettuja kuvia. Näiden kuvien pohjalta voidaan tietokoneen avulla 3D-malli betonipinnasta. Menetelmä on melko harvinainen, mutta sitä on käytetty aiemmin apuna kivipintojen ja rakennusten julkisivujen karheuden määrittämisessä. Kyseinen menetelmä ei ole riippuvainen mitattavan pinnan suunnasta toisin kuin hiekkapaikkamenetelmä. Menetelmän käyttö voi olla hyvin aikaa vievää, mikäli prosessia ei ole automatisoitu tehokkaasti. Kuvien avulla luodun 3D-mallin laatu on myös erittäin riippuvainen käytettävien kuvien laadusta ja määrästä. 3D-mallia voidaan hyödyntää erilaisten pinnan karheusparametrien laskennassa. (10) Nykyisin betonipintojen karheus määritellään normeissa silmämääräisen arvioinnin perusteella, joten tarkemmat menetelmät eivät ole ainakaan toistaiseksi kovin yleisessä käytössä.

Betonipinnan karhennusmenetelmä vaikuttaa myös suuresti betonin leikkauskestävyyteen. Kevyet käsittelytavat ovat usein raskaita menetelmiä parempia, kunhan niillä saadaan aikaan riittävä karhea betonipinta. Raskaissa betonin käsittelyissä, kuten betonin jyrseilyssä, ei voida välttyä betoniin syntyviltä mikrohalkeamilta. (5) Betonin mikrohalkeilun on puolestaan havaittu heikentävän betonin kestävyyttä (12).

### 3 Leikkausjännitys betonipintojen välillä

#### 3.1 Puhdas leikkaus

Tässä työssä puhuttaessa puhtaasta leikkauksesta tarkoitetaan tilannetta, missä materiaalien rajapintaan kohdistuu suuri leikkausvoima ja vain pieni taivutusmomentti. Joissain tapauksissa näiden voimien lisäksi saattaa esiintyä myös pieni tasoa vastaan kohtisuora

voima, joka johtuu käytetystä koejärjestelystä. Käsineläskennassa materiaalien rajapinnassa vaikuttavan jännityksen oletetaan koostuvan vain leikkausvoimasta (kaava 2).

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (2)$$

missä	$\tau$	on materiaalien rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys [N/mm <sup>2</sup> ]
	$F$	on materiaalien rajapinnassa vaikuttava leikkausvoima [N]
	$A$	on materiaalien rajapinnan pinta-ala [mm <sup>2</sup> ]

Puhtaan leikkauksen tapauksessa materiaalien rajapinnassa vaikuttava jännitys jakauma on mahdollista määrittää myös tarkemmin käyttämällä FEM-ohjelmia. FEM-analyysillä on mahdollista huomioida myös momentin, tasoa vastaan kohtisuorien voimien sekä materiaalien välisten kimmokertoimien erojen aiheuttamat vaikutukset materiaalien rajapinnan jännitys jakaumaan. Tämän työn yhteydessä FEM-analyysissä hyödynnetään elementtimenetelmään perustuvaa Abaqus-ohjelmistoa.

### 3.2 Vinoleikkaus

Vinoleikkauksella tarkoitetaan tilannetta, missä materiaalien välinen rajapinta on vinosti kuormitussuuntaan nähden. Näin materiaalien rajapintaan syntyy leikkausjännitystä sekä normaalijännitystä. Käsineläskennassa materiaalien rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys voidaan laskea kaavasta 3 ja normaalijännitys kaavasta 4. Standardeissa määritettävä leikkausjännityksen kaava on usein sievennetty suoraan kyseisen standardin mukaiselle koekappaleelle.

$$\tau = \frac{F \sin \alpha \cos \alpha}{b^2} \quad (3)$$

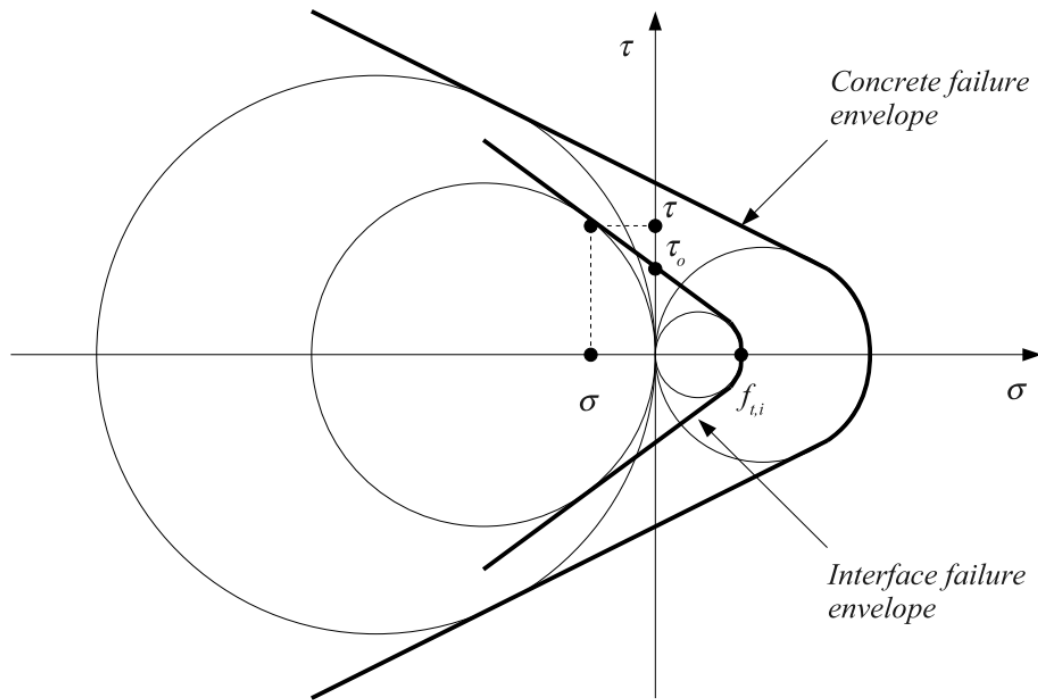
missä	$\tau$	on materiaalien rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys [N/mm <sup>2</sup> ]
	$F$	on kappaleen akselin suuntainen voima [N]
	$\alpha$	on materiaalien rajapinnan kulma kappaleen pituussuuntaiseen akseliin nähden [°]
	$b$	on poikkileikkaukseltaan neliön muotoisen koekappaleen leveys [mm]

$$\sigma = \frac{F \sin(\alpha)^2}{b^2} \quad (4)$$

missä	$\sigma$	on materiaalien rajapinnassa vaikuttava normaalijännitys [N/mm <sup>2</sup> ]
	$F$	on kappaletta kuormittava voima [N]
	$\alpha$	on materiaalien rajapinnan kulma kappaleen pituussuuntaiseen akseliin nähden [°]
	$b$	on poikkileikkaukseltaan neliön muotoisen koekappaleen leveys [mm]

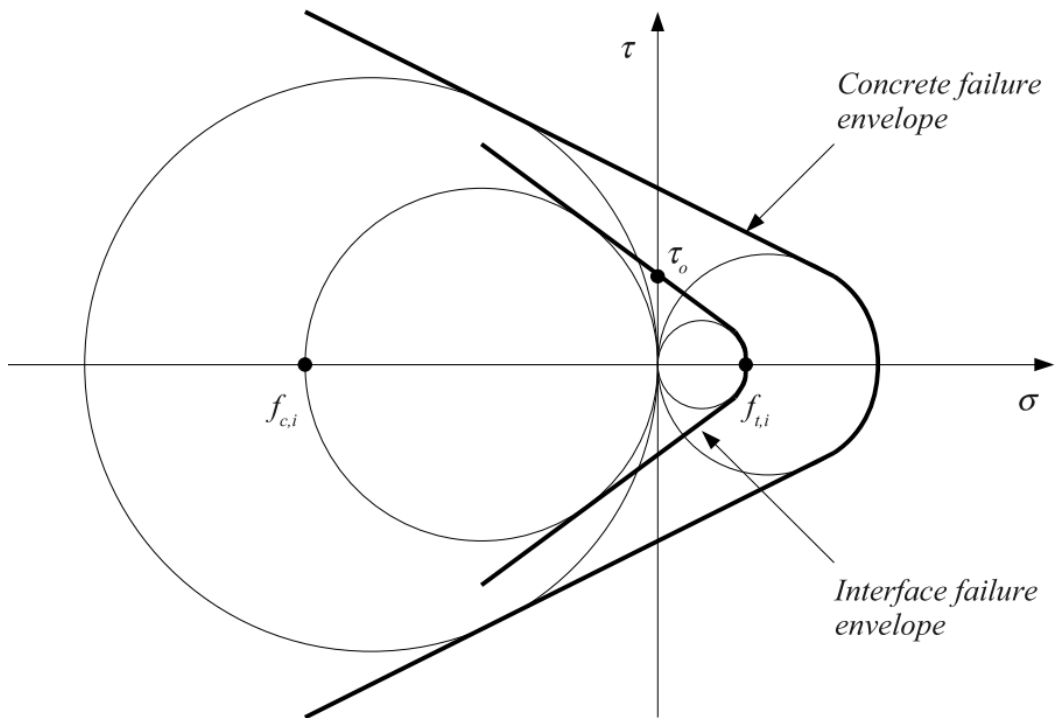
Leikkauskestävyyteen vaikuttaa tasoa vastaan kohtisuora jännitys (normaalijännitys). Normaalijännitys parantaa leikkauskestävyyttä kitkan vaikutuksesta. Mohr-Coulombin

teoriaa voidaan käyttää vinoleikkauskokeessa materiaalien välisen todellisen leikkauskestävyyden ( $\tau_0$ ) laskennassa (Kuva 5). Vinoleikkauskokeesta voidaan laskea murtoon johtaneen kuorman aiheuttama leikkausjännitys ( $\tau$ ) sekä normaalijännitys ( $\sigma$ ) materiaalien välisessä tasossa. Materiaalien rajapinnan maksimi vetojännitys ( $f_{t,i}$ ) saadaan määritettyä kohtisuoraan tasoa vastaan tehdyllä vetokokeella. Kyseistä menettelytapaa (Kuva 5) voidaan käyttää tapauksissa, missä materiaalien välisen rajapinnan murto on tapahtunut materiaalien välisen adheesion ylityksenä. (5) Adheesiolla tarkoitetaan tässä yhteydessä materiaalien pintojen välistä tartuntaa.



Kuva 5. Kuvassa on esitetty todellisen leikkauskestävyyden määrittäminen vinoleikkauskokeesta adheesiomurron tapahtuessa. (5)

Koheesiomurron tapauksessa vinoleikkauskokeen tuloksia voidaan myös hyödyntää todellisen leikkauskestävyyden ( $\tau_0$ ) laskennassa (Kuva 6) (5). Koheesiomurrolla tarkoitetaan tässä yhteydessä tilannetta, missä kappale toimii yhtenäisenä, jolloin murtuminen tapahtuu heikommassa materiaalissa eikä materiaalien välisessä rajapinnassa. Tällöin saatu murtokuorma ( $f_{c,i}$ ) tulee kuitenkin korjata muuntokerroimilla vastaamaan halutun koekappaleen vastaavaa puristusmurtoa. Esimerkiksi eurokoodia käytettäessä betonin puristuskestävyys on määritetty käyttäen halkaisijaltaan 150 mm ja korkeudeltaan 300 mm olevaa lieriötä, joten tällöin tarvitaan muuntokerroin vinoleikkauskokeessa käytetyn kappaleen ja kyseisen lieriön välille.



Kuva 6. Kuvassa on esitetty todellisen leikkauskestävyyden määrittäminen vinoleikkauskokeesta koheesiomurron tapahtuessa. (5)

Mohr-Coulombin teoria on matemaattinen malli, jonka avulla kuvataan usein hauraiden materiaalien, kuten betonin toimintaa. Se on johtanut myös yleisesti koekappaleilla vinoleikkauskokeessa käytettyyn  $30^\circ$  kulmaan materiaalien välisen rajapinnan ja koekappaleen pituussuuntaisen akselin välillä. Tämän teorian mukaan puristettavan kappaleen murto voi tapahtua leikkausliukumana. Leikkautuvan tason kulma (kaava 5) voidaan määrittää Mohr'n ympyröiden avulla. Tätä pidetään yleensä Mohr-Coulombin mukaisena leikkausmurtona puristusjännityksen tapauksessa. (13) Käytettäessä betonin sisäisenä kitkakulmana  $35^\circ$  saadaan leikkausliukuman kulmaksi  $27,5^\circ$  joka vastaa hyvin vinoleikkauskokeessa yleisesti käytettyä  $30^\circ$  kulmaa.

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\phi}{2} \quad (5)$$

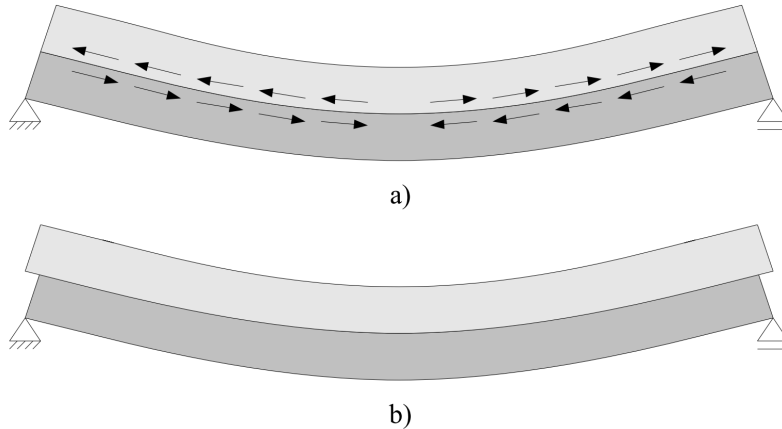
missä  $\alpha$  on kulma jossa leikkausliukuma tapahtuu [ $^\circ$ ]  
 $\phi$  on materiaalin sisäinen kitkakulma [ $^\circ$ ]

Käsinlaskennassa kaikkia materiaalien rajapinnan jännitys jakaumaan vaikuttavia tekijöitä ei voida huomioida. Vinoleikkauksessa materiaalien rajapinnan jännitys jakaumaan vaikuttaa muun muassa ero materiaalien kimmokertoimien välillä sekä koekappaleen geometria (pituus, poikkileikkauksen mitat sekä käytettävä kulma). FEM-analyysissä myös nämä tekijät voidaan ottaa huomioon.

### 3.3 Taivutusleikkaus

Taivutettavassa liittorakenteessa, missä rakenteen osat on valettu eri aikaan, on tärkeää varmistaa jännitysten siirtyminen osien välillä. Eri osien välistä jännitysten siirtoa voidaan kuvata yksiaukkoisen betonipalkin avulla missä a) osien rajapinta siirtää tai b) ei siirrä leikkausjännityksiä (Kuva 7). Rakenteiden suunnittelussa pyritään tilanteeseen

missä jännitykset siirtyvät eri aikaan valettujen osien välillä. Eri aikaan valettujen osien yhtenäisellä toiminnalla saadaan rakenteille merkittävästi parempi kuormankantokyky.



Kuva 7. Eri aikaan valetuista betoneista koostuva yksiaukkoinen palkki: a) leikkausjännitykset siirtyvät osien välillä ja b) leikkausjännitykset eivät siirry osien välillä.

Taivutetun betonirakenteen leikkausjännitys jakauman laskeminen onnistuu myös FEM-ohjelmilla. Tämä on kuitenkin huomattavasti haastavampaa kuin puhtaan leikkauksen tai vinoleikkauksen tapauksissa, sillä betoniin syntyvien halkeamien huomioiminen tuo huomattavasti lisähaasteita. FEM-ohjelmien tuloksiin kannattaakin suhtautua kriittisesti, ellei ole todella perehtynyt käytetyn ohjelman toimintaan.

### 3.3.1 Eurokoodi 2

Taivutetulla rakenteella leikkausjännitys eri aikaan valettujen betonien rajapinnassa voidaan laskea Eurokoodi 2 kohdan 6.2.5 mukaisesti (kaava 6) (14). Kaavan mukainen todellinen leikkausjännitys materiaalien rajapinnassa saadaan käyttämällä ominaisarvoja mitoitusarvojen paikalla. Kyseisellä menetelmällä lasketun leikkausjännityksen todennukaisuus riippuu suuresti menetelmästä, millä uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suuruus lasketaan. Rakenteiden mitoituksessa voidaan yksinkertaistetusti olettaa kaavan 6 parametrin  $\beta$  arvoksi 1, jolloin saadaan helposti varmalla puolella oleva leikkausjännityksen mitoitusarvo.

$$v_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i} \quad (6)$$

missä	$v_{Edi}$	on materiaalien rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen mitoitusarvo [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]
	$\beta$	on uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella [-]
	$V_{Ed}$	on rakenneosan leikkausvoiman mitoitusarvo [N]
	$z$	on koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi [mm]
	$b_i$	on rajapinnan leveys [mm]



### 3.3.2 Elastinen palkkiteoria

Leikkausjännitys voidaan laskea myös elastisen palkkiteorian mukaisesti (kaava 7). Kyseisellä menetelmällä voidaan huomioida myös poikkileikkaukseen syntyvien halkeamien vaikutus leikkausjännitykseen. Huomioitaessa halkeamien vaikutus tulee rakenteen poikkileikkauksesta riippuvat tekijät eli jäyhyysmomentti ja staattinen momentti arvioida halkeilleen poikkileikkauksen mukaan. (5) Kyseinen menetelmä on yksinkertaisin ja käytännöllisin menetelmä materiaalien välisen rajapinnan leikkausjännityksen laskennassa (15). Halkeilemattomassa tilassa leikkausjännityksen oletetaan kasvavan lineaarisesti leikkausvoiman kasvaessa.

$$\tau = \frac{Q S}{I b} \quad (7)$$

missä	$\tau$	on materiaalien rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys [N/mm <sup>2</sup> ]
	$Q$	on leikkausvoima [N]
	$S$	on poikkileikkauksen staattinen momentti [mm <sup>3</sup> ]
	$I$	on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti [mm <sup>4</sup> ]
	$b$	on rajapinnan leveys [mm]

Halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentin arvioimiseen on käytettävissä useita erilaisia menetelmiä. Suunnittelutilanteessa yleisimmin halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti arvioidaan käyttämällä Branson'in kaavaa (kaava 8) (16). Branson'in kaava arvioi tehollisen jäyhyysmomentin ( $I_{eff}$ ) suuruuden ehjän poikkileikkauksen jäyhyysmomentin ( $I_g$ ) ja halkeilleen poikkileikkauksen jäyhyysmomentin ( $I_{cr}$ ) väliltä. Teholliseen jäyhyysmomenttiin ( $I_{eff}$ ) vaikuttaa merkittävästi halkeamamomentin ( $M_{cr}$ ) ja maksimimomentin ( $M_{max}$ ) suhde. Halkeilleessa tilassa leikkausjännityksen oletetaan kasvavan epälineaarisesti leikkausvoiman kasvaessa.

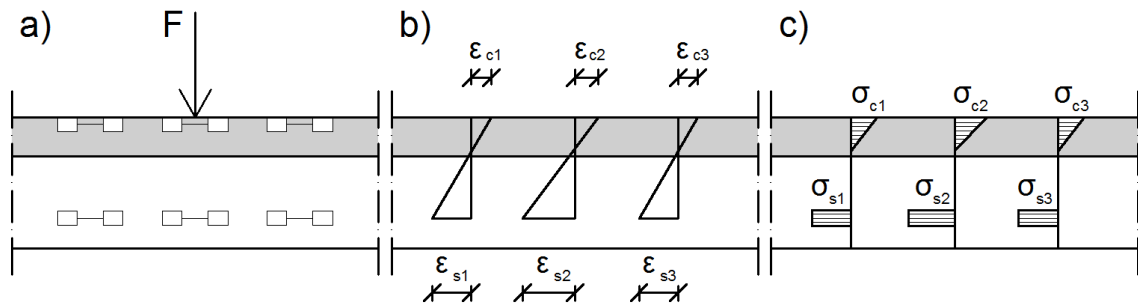
$$I_{eff} = \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (8)$$

missä	$I_{eff}$	on tehollinen jäyhyysmomentti [mm <sup>4</sup> ]
	$M_{cr}$	on halkeamamomentti, momentti jolla poikkileikkaus aloittaa halkeilun [Nmm]
	$M_{max}$	on poikkileikkauksen maksimimomentti [Nmm]
	$I_g$	on ehjän poikkileikkauksen jäyhyysmomentti [mm <sup>4</sup> ]
	$I_{cr}$	on haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti [mm <sup>4</sup> ]

### 3.3.3 Jännitys-muodonmuutosyhteys

Taivutettavan rakenteen leikkausjännityksiä eri aikaan valettujen betoniosien rajapinnassa voidaan arvioida myös jännitys-muodonmuutosyhteyden avulla (Kuva 8). Leikkausjännityksen suuruus saadaan ratkaistua kun tunnetaan poikkileikkauksen jännitysjakauma. Poikkileikkauksen jännitysjakauma voidaan arvioida mittaamalla poikkileikkauksen muodonmuutoksen suuruus poikkileikkauksen eri korkeuksilla. Tämän lisäksi tulee tuntea käytettyjen materiaalien jännityksen ja venymän välinen riippuvuus. Poikkileikkauksen muodonmuutoksen mittaaminen on helpoiten toteutettavissa laboratorioolosuhteissa. Menetelmän tarkkuus on riippuvainen käytetystä mittausten määrästä sekä

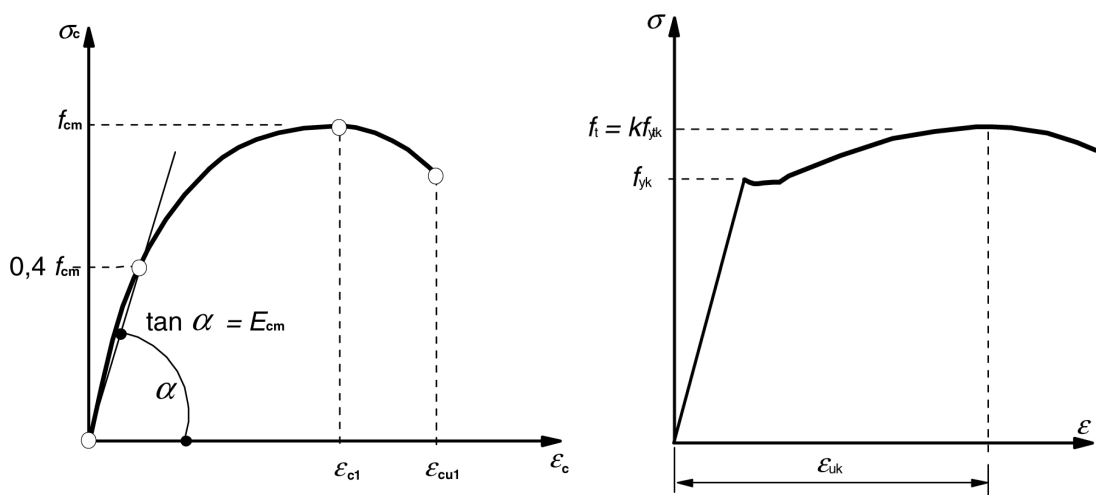
materiaalien jännitysasteesta. Menetelmää on helpointa soveltaa silloin, kun materiaali pysyy kimmoisella alueella ja jännitys-muodonmuutosyhteys on mahdollisimman lineaarinen.



Kuva 8. Kuvassa on esitetty jännitys-muodonmuutosyhteyden hyödyntäminen leikkausjännityksen laskennassa: a) Kuormitetaan rakennetta ja mitataan rakenteeseen syntyviä muodonmuutoksia jonka jälkeen b) kootaan mittausten pohjalta poikkileikkauskohtaiset muodonmuutokset joiden avulla c) hyödynnetään tunnettua materiaalin jännitys-muodonmuutosyhteyttä poikkileikkauksen jännitysten arvioimiseksi.

Leikkausjännitys halutussa tasossa saadaan laskettua, kun tunnetaan poikkileikkauksen jännitys jakauma. Leikkausjännityksen suuruus halutussa tasossa vastaa tason ylä- tai alapuolelle jäävän poikkileikkauksen jännitysten summaa. Keskimääräinen leikkausjännitys mittauspisteiden välillä saadaan laskettua yksittäisten mittauspisteiden leikkausjännitysten keskiarvona. Leikkausjännityksen keskiarvon käyttäminen voi olla hyödyllistä etenkin silloin, kun taivutuksesta syntyvät halkeamat saavuttavat materiaalien rajapinnan.

Jännitysten kasvaminen betonissa on eurokoodi 2:n mukaan suhteellisen lineaarista jännitysten ollessa alle 40 % lieriölujuuden keskiarvosta (Kuva 9). Tämän jälkeen jännitykset eivät kasva betonissa enää yhtä nopeasti puristuman kasvaessa. Kuumavalssatulla betoniteräksellä jännityksen ja muodonmuutoksen suhde on puolestaan lineaarinen teräksen myötämiseen asti. Näiden materiaalikohtaisten jännitys-venymäkuvaajien perusteella betonin jännitysten pysyessä alle 40 % lieriölujuuden keskiarvosta, on poikkileikkauksen jännitysten määrittäminen mitattujen muodonmuutosten avulla hyvin suoraviivaista.



Kuva 9. Kuvassa on esitetty betonin ja kuumavalssatun betoniteräksen EC2:n mukaiset jännitys-muodonmuutoskuvaajat. (14)

## 4 Laskennallinen leikkauskestävyys betonipintojen välillä

### 4.1 *Shear-friction theory*

Kahden betonipinnan välisen toiminnan tarkasteluun laajalti vakiintunut leikkauskitka menetelmä (shear-friction theory) kehitettiin alun perin 1960-luvulla. Kyseinen menetelmä on nykyisin käytössä useissa betonirakenteiden suunnitteluohjeissa. Vuosien varrella menetelmään on ehdotettu useita parannuksia, joiden avulla on pyritty parantamaan menetelmän tarkkuutta sekä laajentamaan menetelmää eri käyttötarkoituksiin. Esimerkkinä alkuperäiseen versioon ehdotetuista parannuksista on betonin kestävyys, betonin tiheyden sekä vaarnavaikutuksen huomioiminen. (17)

Merkittävää kehitystä kahden betonipinnan välisen leikkauskestävyyden arvioimiseen saatiin 1990-luvulla. Tuolloin esitellyssä menetelmässä oli selkeästi eroteltu kolme eri betonipintojen välisen leikkauskestävyyden suuruuteen vaikuttavaa tekijää, jotka ovat koheesio, kitka ja vaarnavaikutus. (17)

Kahden betonipinnan välisen leikkauskestävyyden voidaan katsoa koostuvan kahdesta eri tilanteesta. Ensimmäisessä tapauksessa leikkausvoimat siirtyvät ilman betonipintojen välistä siirtymää ja toisessa tapauksessa leikkausvoima siirtyy betonipintojen välisen siirtymän tapahduttua. On syytä huomata, että leikkauskitka menetelmä toimii vain jälkimmäisessä tilanteessa, jolloin pintojen välisen leikkauskestävyyden oletetaan koostuvan koheesiosta, kitkasta ja vaarnavaikutuksesta. (17)

Eräissä aikaisemmissa tutkimuksissa (5, 7) on suositeltu, että kitkan ja terästen osuutta betonipintojen välisessä leikkauskestävyydessä ei huomioitaisi samaan aikaan koheesioon kanssa. Näiden tutkimusten mukaan, koheesio ei kestä kovin suuria betonipintojen välisiä siirtymiä. Teräset ja kitka puolestaan alkavat vaikuttamaan leikkauskestävyyteen vasta pienen betonipintojen välisen siirtymän jälkeen. (17) Eli huomioitaessa teräset ja kitka leikkauskestävyyden laskennassa, tulisi tässä tapauksessa jättää koheesioon osuus leikkauskestävyyteen huomioimatta (5). Nykyisin esimerkiksi Eurokoodissa koheesioon, kitkan ja terästen osuus huomioidaan samanaikaisesti (14).

### 4.2 *Eurokoodi 2*

Laskennallinen leikkauskestävyys eri aikaan valettujen betonipintojen rajapinnassa voidaan määrittää eurokoodin osan 1992-1-1 kohdan 6.2.5 mukaisesti (kaava 9) (14). Eurokoodissa käytetty kaava pohjautuu leikkauskitka menetelmään (5).

Rajapinnan leikkauskestävyys arvioidaan neljän eri muuttujan avulla. Nämä muuttujat ovat heikoimman käytetyn betonin lujuus, rajapintaa vastaan kohtisuora jännitys, rajapinnan läpi kulkeva leikkausraudoitus sekä rajapinnan karheus. (14) Leikkauskestävyyden kaavasta (kaava 9) voidaan myös erottaa kolme eri termiä, joista ensimmäinen termi ( $c f_{ctd}$ ) kuvaa koheesiota, toinen termi ( $\mu \sigma_n$ ) kitkaa ja kolmas termi ( $\rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$ ) leikkausraudoitusta (5). Nämä kolme termiä yhdessä määrittävät rajapinnan leikkauskestävyyden suuruuden (18).

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (9)$$

missä	$v_{Rdi}$	on rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
	$c$ ja $\mu$	ovat kertoimia, jotka riippuvat rajapinnan karheudesta [-]
	$f_{ctd}$	on betonin vetolujuuden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_n$	on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesti ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\rho$	on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala jaettuna rajapinnan pinta-alalla [-]
	$f_{yd}$	on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\alpha$	on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen ja rajapinnan välinen kulma [°]
	$v$	on lujuuden pienennyskerroin [-]
	$f_{cd}$	on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]

Rajapinnan karheus arvioidaan silmämääräisesti ja se luokitellaan joko hyvin sileisiin, sileisiin, karheisiin tai vaarnattuihin (14). Tämä luokittelu on melko epätarkka ja se on alttiina arviointivirheille. Rajapinnan pohjakäsittely vaikuttaa suoraan kyseiseen luokitteluun. (5) Luokittelun perusteella määritellään kertoimet  $c$  ja  $\mu$ , jotka vaikuttavat laskennallisessa leikkauskestävyydessä koheesion ja kitkan suuruuteen.

Usein kovabetonipintauksen paksuus on niin ohut, että betonin ja kovabetonipintauksen rajapinnassa ei ole mahdollista käyttää leikkausraudoitusta. Tässä tapauksessa rajapinnan leikkauskestävyyden kaavaa voidaan lyhentää jättämällä leikkausraudoituksen huomioiva termi pois (kaava 10).

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n \leq 0,5 v f_{cd} \quad (10)$$

### 4.3 Suomen rakentamismääräyskokoelma B4

Työsauman leikkauskestävyyden mitoitusarvo on voitu määrittää Suomen rakentamismääräyskokoelma B4 kohdan 2.2.2.8 (kaava 11) mukaisesti (19). Nykyisin Suomessa on siirrytty kantavien ja jäykistävien rakenteiden suunnittelussa RakMK B4:n sijasta eurokoodien käyttöön. Rakentamismääräyskokoelmassa käytetty kaava pohjautuu leikkauskitka menetelmään (20).

$$v_u = \beta_1 \frac{A_{sv}}{b s} f_{yd} + \beta_2 f_{ctd} + \mu_v \sigma_n \geq \frac{v_d}{b d} \quad (11)$$

missä	$v_u$	on työsauman leikkauskestävyyden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\beta_1$ ja $\beta_2$	ovat kertoimia, jotka riippuvat työsauman karheudesta sekä työsauman leikkausraudoituksen poikkileikkausalaista [-]
	$A_{sv}$	on työsauman leikkausraudoituksen poikkileikkausala [mm <sup>2</sup> ]
	$b$	on työsauman leveys [mm]
	$s$	on työsauman leikkausraudoituksen leikkeiden keskinäinen väli [mm]
	$f_{yd}$	on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
	$f_{ctd}$	on betonin vetolujuuden mitoitusarvo [N/mm <sup>2</sup> ]
	$\mu_v$	on työsauman karheudesta riippuva kitkakerroin [-]

$\sigma_n$	on työsaumassa vaikuttava poikittainen puristusjännitys [N/mm <sup>2</sup> ]
$V_d$	on mitoittava leikkausvoima [N]
$d$	on rakenteen tehollinen korkeus [mm]

Työsauman leikkauskestävyys arvioidaan neljän eri muuttujan avulla. Nämä muuttujat ovat heikoimman käytetyn betonin lujuus, rajapintaa vastaan kohtisuora jännitys, rajapinnan läpi kulkeva leikkausraudoitus sekä rajapinnan karheus. Kun työsaumassa tartunnan parantamiseksi ei käytetä teräksiä, laskentakaavaa voidaan yksinkertaistaa jättämällä leikkausraudoituksen huomioiva termi pois (kaava 12). Saumaa vastaan kohtisuora jännitys puolestaan saadaan ottaa huomioon vain silloin, kun jännitys on puristusta (20).

$$v_u = \beta_2 f_{ctd} + \mu_v \sigma_n \geq \frac{V_d}{b d} \quad (12)$$

Rajapinnan karheus luokitellaan joko pestyihin, karheisiin tai sileisiin pintoihin. Pestyssä pinnassa laasti tulee olla poistettu pesemällä tai muulla vastaavalla menetelmällä 2...5 mm syvyydeltä. Karhennetun työsauman karheuden tulee olla 2...5 mm syvä. Tämä karheus saavutetaan esimerkiksi harjaamalla betonin pinta ennen sen sitoutumista. Kaikki muut työsaumat, jotka eivät täytä edellä mainittuja vaatimuksia, luokitellaan sileiksi. (20) Rajapinnan karheusluokan valinta vaikuttaa työsauman leikkauskestävyyttä laskettaessa kertoimiin  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  sekä  $\mu_v$ .

## 5 Betonin ja kovabetonipintauksen väliset leikkauskoekkeet

### 5.1 Koejärjestelyn suunnittelu

Koejärjestelyjen tavoitteena oli vertailla erilaisia kahden betonipinnan välisen leikkauskestävyyden määrittämiseen soveltuvia leikkauskokeita keskenään (Taulukko 1). Koejärjestelyt voidaan jakaa kolmeen eri tyyppiin koekappaleen kuormitustavan perusteella. Nämä tyypit ovat taivutusleikkaus, puhdas leikkaus ja vinoleikkaus. Leikkauskokeiden lisäksi toteutettiin materiaalien väliseen tasoon nähden kohtisuora vetokoe, jolla perinteisesti työmaaolosuhteissa arvioidaan materiaalien välisen tartunnan onnistumista.

Taulukko 1. Taulukossa on esitetty kootusti tutkimuksen yhteydessä toteutettavat koejärjestelyt.

Koejärjestelyn nimi	Koejärjestelyn tyyppi	Toteutettavuus	Lähin vastaavuus kuvassa 1
KOE-1	Taivutusleikkaus	Laboratorio	M
KOE-2A/B	Puhdas leikkaus	Laboratorio	E
KOE-3A/B	Puhdas leikkaus	Työmaa	J
KOE-4	Kohtisuora veto	Työmaa	A
KOE-5	Vinoleikkaus	Laboratorio	H

Valitut leikkauskokeet sisältävät työmaaolosuhteissa toteutettavan leikkauskokeen sekä ainoastaan laboratorio-olosuhteisiin soveltuvia kokeita. Koekappaleiden koko ja muoto vaihtelevat merkittävästi menetelmäkohtaisesti. Koekappaleiden koko on määräytynyt

SFS-standardien mukaisesti, mikäli käytetty leikkauskoejärjestely on määritelty kyseisessä standardissa. Tapauksissa, missä leikkauskoejärjestelyä ei ole suoraan määritelty SFS-standardissa, on koekappaleiden koko pyritty pitämään mahdollisimman pienenä. Materiaalien välinen leikkauskestävyys on suunnitteluvaiheessa arvioitu EC2:n mukaisesti. Koekappaleisiin liittyvät laskelmat on esitetty liitteessä 1. Liitteen 1 laskelmat on toteutettu todellisten materiaalien ominaisuuksien mukaisilla arvoilla.

Kovabetonipintauksen valut on tarkoitus aloittaa betonin ollessa noin 14 vrk ikäinen. Näin pyritään varmistumaan, että betonin ja kovabetonipintauksen väliin syntyy selkeä työsauma. Varsinaiset kappaleiden koestukset puolestaan on tarkoitus aloittaa, kun kovabetonipinta on noin 28 vrk ikäinen. Tällä varmistetaan, että myös kovabetonipinta on saavuttanut vaadittavan lujuuden ennen koestuksia. Betonin ja kovabetonipintauksen lujuus ja kimmokerroin määritetään ennen varsinaisia leikkauskokeita sekä niiden jälkeen. Näin mahdollinen materiaalien lujuuskehitys leikkauskokeiden aikana voidaan ottaa huomioon.

### 5.1.1 Taivutusleikkaus

Taivutusleikkauskokeen (KOE-1) toteuttamiseen ei ole valmista tarkoitukseen soveltuvaa SFS-standardissa määriteltyä koejärjestelyä. Taivutuskokeen toteuttaminen onnistuu vain laboratorio-olosuhteissa. Taivutusleikkauskokeen suunnittelussa pyrittiin välttämään taivutushalkeaman eteneminen kovabetonipintaukseen asti. Materiaalien välisen leikkausjännityksen laskenta vaikeutuu huomattavasti silloin, kun taivutushalkeama ylittää materiaalien välisen rajapinnan. Tämä johtuu siitä, että halkeaman vieressä vaikuttava leikkausjännitys ei ole vielä täysin kehittynyt halkeaman vieressä tapahtuvasta teräksen ja betonin välisestä liukumasta johtuen. Leikkausjännityksen ei voida tällöin olettaa olevan täysin tasan jakautunut materiaalien rajapinnassa, vaan leikkausjännityksen suuruus kasvaa mentäessä kauemmaksi taivutushalkeamasta.

Taivutusleikkauskoetta varten tehtiin useita laskennallisia tarkastuksia, jotta koekappaleen murtomekanismi saataisiin halutunlaiseksi. Laskelmat on esitetty liitteessä 1. Laskelmien perusteella ensimmäisenä 100 % käyttöaste saavutetaan leikkausjännitykselle materiaalien rajapinnassa (Taulukko 2). Materiaalien välisen rajapinnan leikkausjännityksen jälkeen toiseksi suurin käyttöaste (34 %) on leikkausjännityksellä pääterästen tasossa. Leikkausjännityksen suuruus pääterästen tasossa pyrittiin pitämään kohtuullisella tasolla valitsemalla suhteellisen suuret pääteräkset. Suurten pääterästen johdosta ehjää betonipintaa saatiin jäämään riittävästi myös pääterästen tasolle. Lisäksi laskelmilla tarkastettiin betonin puristuma ja teräksen venymä maksimi kuormituksella. Materiaalien jännitystilat pyrittiin pitämään suhteellisen alhaisina, jotta materiaalien jännitysmuodonmuutosyhteyden voidaan olettaa olevan lineaarinen.

Taulukko 2. Taulukossa on esitetty KOE-1 yhteydessä tehtyjen laskelmien mukaiset käyttöasteet.

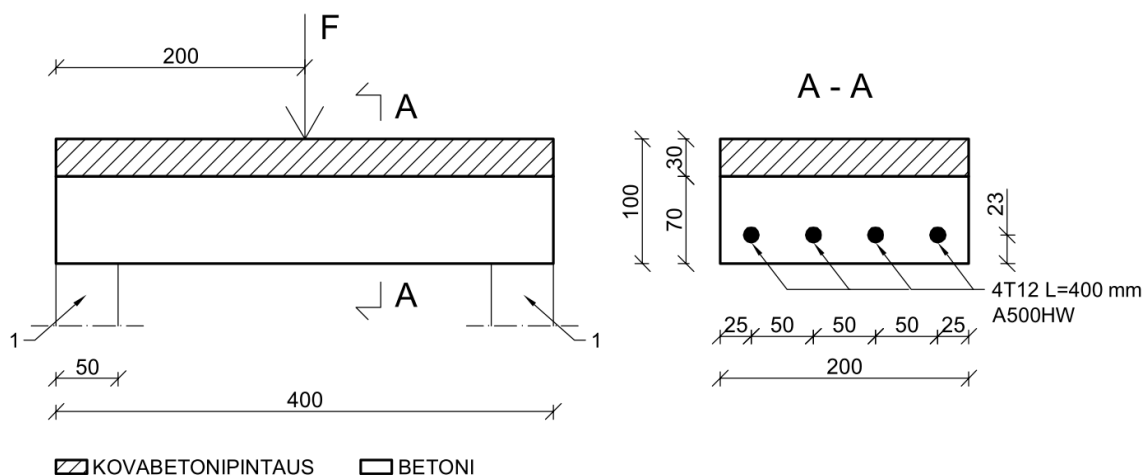
Laskennallinen tarkastelu	Käyttöaste [%]
Leikkausjännitys materiaalien rajapinnassa muunnetulla poikkileikkauksella	96,4
Pääraudoitus	7,6
Leikkausjännitys pääterästen tasossa muunnetulla poikkileikkauksella	18,3
Leikkausjännitys materiaalien rajapinnassa halkeilleella poikkileikkauksella	100,0
Leikkausjännitys pääterästen tasossa halkeilleella poikkileikkauksella	34,0
Leikkauskestävyys	25,2
Kulman lohkeaminen tuella	18,0
Puristuskestävyys tuella	2,7

Laatan tehollinen jäyhyysmomentti halkeilleessa tilassa arvioitiin käyttämällä Branson'in kaavaa. Tehollinen jäyhyysmomentti näin laskettuna on noin 54 % ehjän poikkileikkauksen jäyhyysmomentista (Taulukko 3). Tehollinen jäyhyysmomentti on laskelmien mukaisella maksimikuormalla suunnilleen ehjän ja täysin haljenneen poikkileikkauksen puolessa välissä. Taivutusmomentin kasvaessa tehollinen jäyhyysmomentti kuitenkin pienenee nopeasti. Tämä johtuu siitä, että Branson'in kaavassa korotetaan halkeilumomentin ja maksimimomentin suhde kolmanteen potenssiin.

Taulukko 3. Taulukossa on esitetty eri menetelmin laskettujen jäyhyysmomenttien suuruudet.

Tyyppi	Jäyhyysmomentti [ $\text{cm}^4$ ]
Ehjä: $I_g (=I_{\text{muun}})$	2300
Tehollinen: $I_{\text{eff}}$	1237
Haljennut: $I_{\text{cr}}$	573

Koekappaletta päätettiin kuormittaa jännevälin puolivälistä pistekuormalla, jolloin leikkausvoima saatiin vakioksi koko kappaleen pituudelta (Kuva 10). Laatassa vaikuttavan leikkausvoiman ollessa vakio myös materiaalien rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys on vakio. Koekappaleen jänneväli pyrittiin pitämään mahdollisimman lyhyenä, jotta koekappaleeseen syntyvä momentti pysyi kohtuullisena. Koekappaleen pituus pidettiin kuitenkin riittävän suurena, jotta kuormitusvoima ei suoraan holvaannu tuille. Kuormitusvoiman oletettiin jakautuvan rakenteessa  $45^\circ$  kulmassa.



Kuva 10. Kuvassa on esitetty taivutusleikkauskokeen (KOE-1) suunniteltu toteutustapa. Koekappaleen tuenta: 1) kooltaan 50\*200 mm<sup>2</sup> oleva pystysuuntaisen liikkeen estävä tuki.

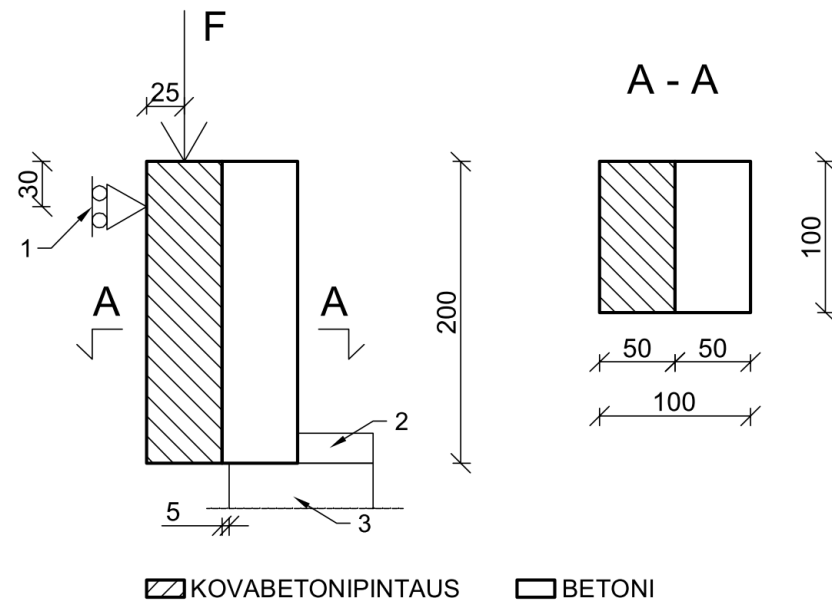
Koekappaleen leveyden valinnassa pyrittiin varmistamaan, että valujen yhteydessä muottien reunoille mahdollisesti syntyvä häiriintynyt alue ei vaikuttaisi kokeen tuloksiin merkittävästi. Häiriintyneellä alueella tarkoitetaan esimerkiksi puutteellista betonin tiivistymistä joka voi johtaa valettuun kappaleeseen jääviin koloihin. Leveyttä ei kuitenkaan voida kasvattaa myöskään liikaa, jotta koekappaleen kuormitukseen vaadittava voima pysyy kohtuullisena. Taivutusleikkauskokeeseen liittyy monia epävarmuustekijöitä, joiden johdosta todellinen murtoon vaadittava kuorma voi olla huomattavasti enemmän kuin laskennallinen kuorma. Näitä tekijöitä ovat muun muassa laskelmissa vaikeasti huomioitavat tasoa vastaan kohtisuorat jännitykset, materiaalien välisen pinnan karheus sekä laatan todellinen halkeilleen tilan jäyhyysmomentti.

Taivutusleikkauskokeen yhteydessä mitataan muodonmuutoksia koekappaleen poikki-leikkauksen eri korkeuksilla. Näiden mittausten ja jännitys-muodonmuutosyhteyden avulla pyritään arvioimaan materiaalien rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen suuruutta. Lisäksi koekappaleen päästä mitataan rakenteen siirtymiä. Siirtymien avulla nähdään kuinka suuri materiaalien välinen liukuma on ja missä vaiheessa materiaalien välinen leikkauskestävyys ylittyy. Liukuman avulla voidaan myös päätellä miten betonin ja kovabetonipintauksen välinen tartunta toimii. Mittausten asettelu ja niiden tulokset on esitetty tarkemmin luvussa 5.3.2.

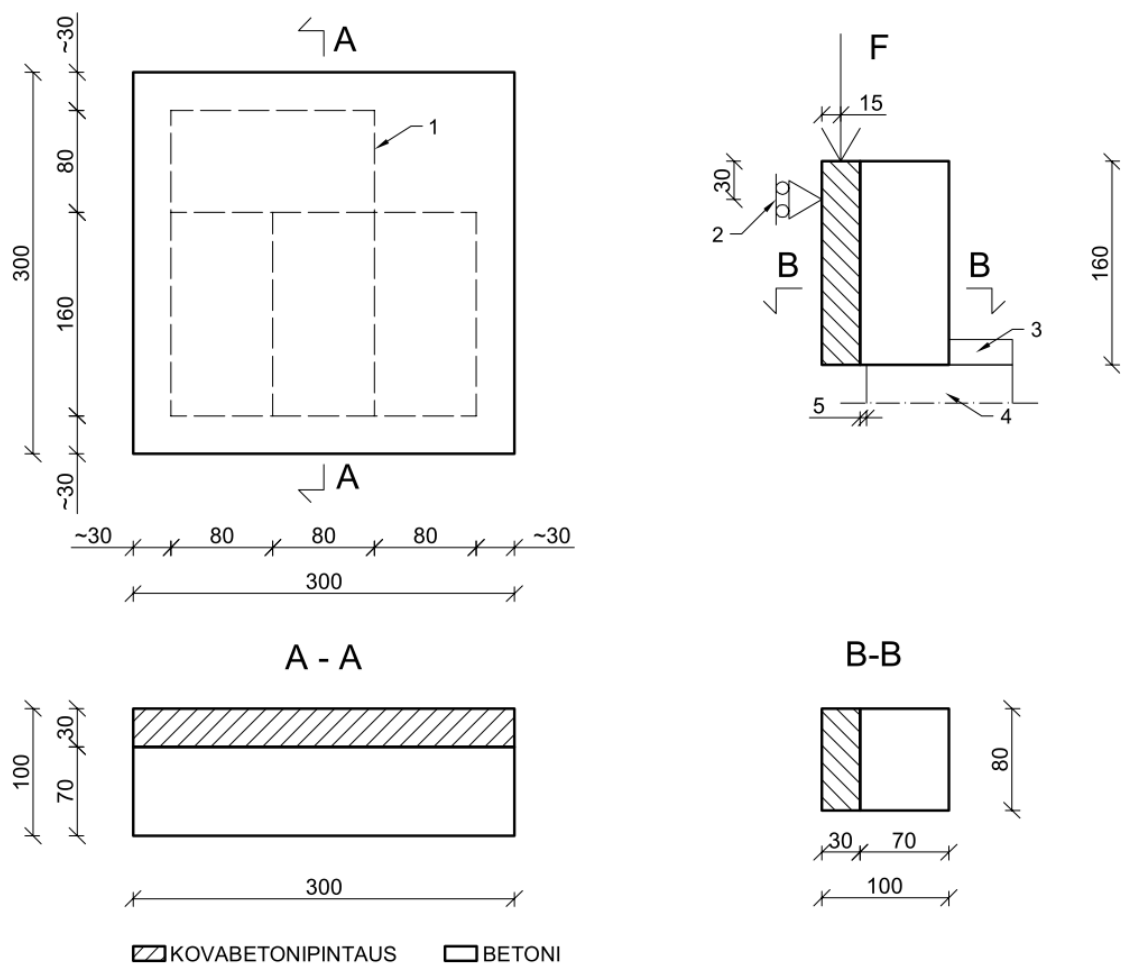
### 5.1.2 Puhdas leikkaus

Puhtaan leikkauksen kokeita tehdään yhteensä neljälle erilaiselle koekappaletyypille. Kaksi koekappaletyyppiä on muodoltaan suorakaiteita jotka ovat toteutettu toisistaan poikkeavilla mitoilla ja valmistusmenetelmällä. Näistä suuremmat (KOE-2A Kuva 11) valmistetaan omassa muotissaan ja pienemmät (KOE-2B Kuva 12) sahataan omiksi koekappaleikseen yhdestä suuremmasta kappaleesta. Koekappaleiden sahaaminen yhdestä isommasta kappaleesta vähentää reunahäiriön vaikutuksen suuruutta koetuloksissa. Kaksi muuta koekappaletyyppiä ovat molemmat keskenään geometrialtaan samantaisia isommasta koekappaleesta porattavia lieriöitä (KOE-3A Kuva 13 ja KOE-3B Kuva 14). Lieriön muotoisten koekappaleiden teko onnistuu helposti myös työmaaolosuhteissa. Koelieriöillä käytetään samaa halkaisijaa (50 mm) kuin kohtisuoraan tasoa vastaan tehtävissä vetokokeissa. Koelieriöt KOE-3A:n tapauksessa porataan noudattaen SFS-EN 1542 mukaisia porausten välisiä etäisyyksiä ja reunaetäisyyksiä (21).

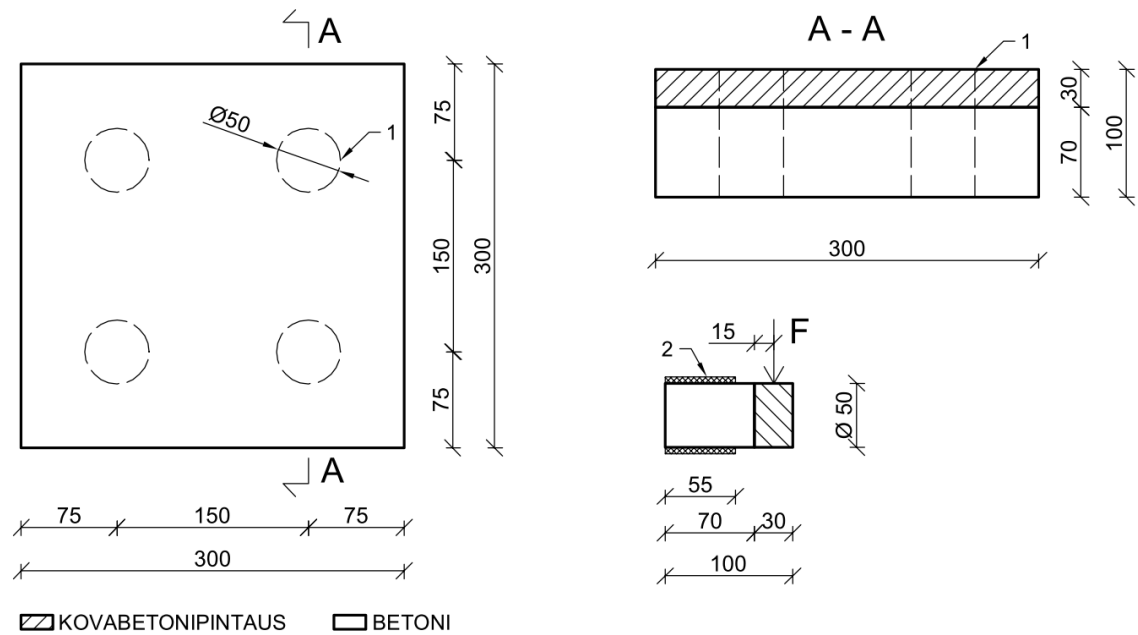




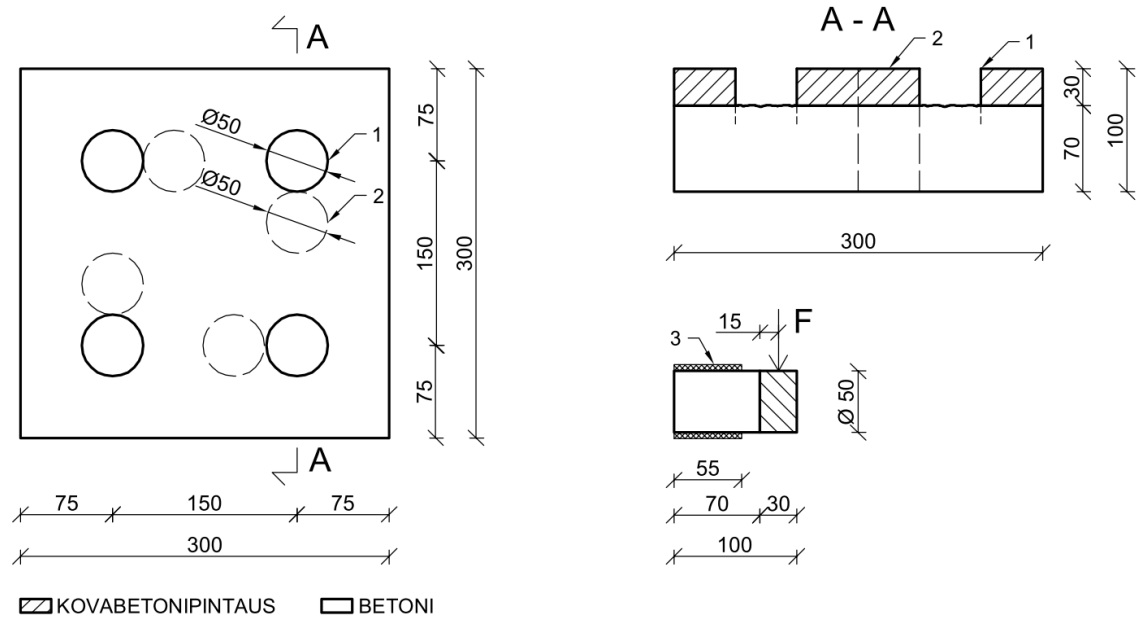
Kuva 11. Kuvassa on esitetty leikkauskokeen KOE-2A suunniteltu toteutustapa. Koekappaleen tuenta koostuu 1) yläreunan vaakaliikkeen estävästä tuesta, 2) alareunan vaakaliikkeen estävästä tuesta ja 3) pystyliikkeen estävästä tuesta.



Kuva 12. Kuvassa on esitetty leikkauskokeen KOE-2B suunniteltu toteutustapa. 1) Koestettavat koekappaleet sahataan suuremmasta kappaleesta. Koekappaleen tuenta koostuu 2) yläreunan vaakaliikkeen estävästä tuesta, 3) alareunan vaakaliikkeen estävästä tuesta ja 4) pystyliikkeen estävästä tuesta.



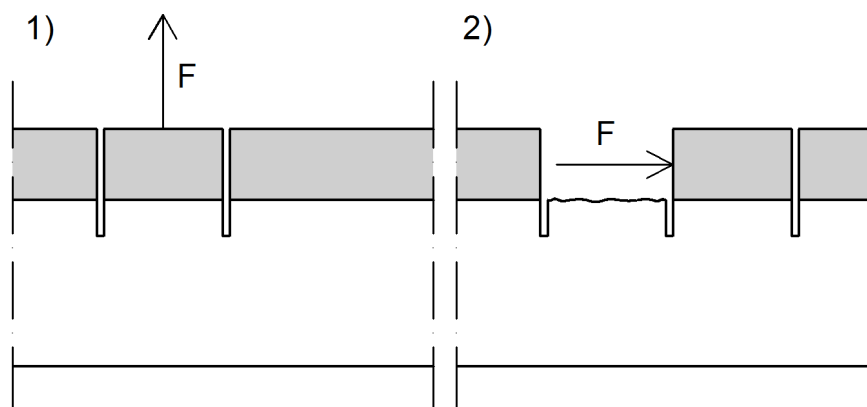
Kuva 13. Kuvassa on esitetty leikkauskokeen KOE-3A suunniteltu toteutustapa. 1) Koestettavat koekappaleet porataan suuremmasta kappaleesta. 2) Koekappale tuetaan jäykästi betonin puoleisesta päädyistä.



Kuva 14. Kuvassa on esitetty leikkauskokeen KOE-3B suunniteltu toteutustapa. 1) Vetokokeen (KOE-4) yhteydessä syntynyt reiän vierestä 2) porataan koestettavat koekappaleet. 3) Koekappale tuetaan jäykästi betonin puoleisesta päädyistä.

Koelieriö KOE-3B:n tapauksessa lieriö porataan vetokokeen (KOE-4) yhteydessä syntyneen reiän vierestä. Tämän kokeen tavoitteena on selvittää vaikuttaako vetokoe vetokokeen vierestä poratun lieriön leikkauskestävyyteen. Mikäli KOE-3A:n ja KOE-3B:n tulokset eivät poikkea merkittävästi toisistaan, voidaan mahdollisesti ehdottaa kehitettäväksi uudenlaista työmaaolosuhteissa tehtävää leikkauskoemenetelmää (Kuva 15). Tämän menetelmän ideana on tehdä leikkauskoe perinteisen vetokokeen yhteydessä, jossa ensin porataan perinteinen vetokokeen yhteydessä käytettävä lieriö laattaan ja suoritetaan vetokoe. Vetokokeen jälkeen porataan vetokokeessa syntyneen aukon viereen uusi lieriö, jota rasitetaan leikkausjännitykselle vetokokeessa syntyneen aukon kautta. Koe-

lieriöiden koejärjestelyn suunnittelussa käytettyjen mittojen valitsemisessa on pyritty siihen, että mitat vastaisivat mahdollisimman tarkasti työmaalla toteutettavan perinteisen vetokokeen ja leikkauskokeen yhdistämisessä vallitsevaa tilannetta.

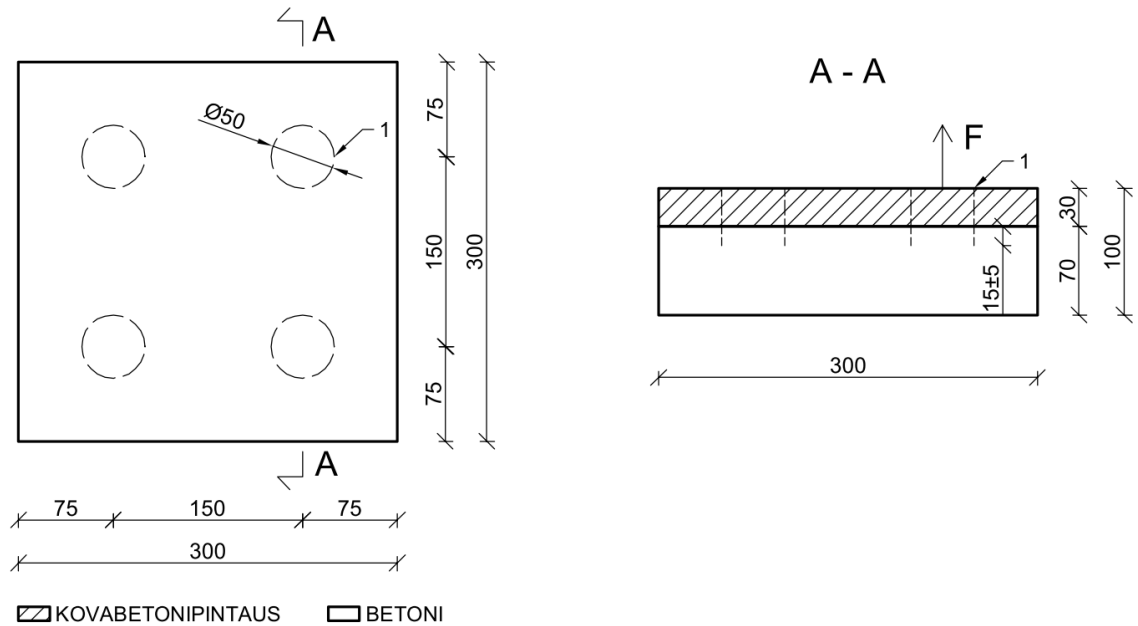


Kuva 15. Perinteisen vetokokeen ja leikkauskokeen yhdistäminen: 1) Suoritetaan kovabetonipinnoitteelle perinteinen vetokoe jonka jälkeen 2) porataan vetokokeessa syntyneen aukon viereen uusi vastaavanlainen lieriö ja rasitetaan tämä leikkausjännityksellä perinteisen vetokokeen yhteydessä syntyneen aukon kautta.

Käsinlaskennassa leikkausjännityksen oletetaan jakautuvan tasaisesti leikkautuvaan tasoon. Käsinlaskennassa ei myöskään oteta huomioon leikkautuvaa tasoa vastaan kohtisuoraan suuntaan syntyviä jännityksiä. Tekemällä leikkauskokeita suorakaiteen- ja lieriön muotoisille koekappaleille voidaan arvioida koekappaleen geometrian vaikutusta leikkauskestävyyden suuruuteen. Suorakaiteen muotoisella koekappaleella tehtävissä kokeissa (KOE-2A ja KOE-2B) tasoa vastaan kohtisuora tuki aiheuttaa leikkautuvaan tasoon myös tasoa vastaan kohtisuoraa jännitystä. Tasoa vastaan kohtisuora jännitys hieman kasvattaa todellista leikkauskestävyyttä laskennalliseen leikkauskestävyyteen verrattuna. Lieriöillä tehtävissä kokeissa (KOE-3A ja KOE-3B) materiaalien rajapintaan syntyy puolestaan myös pieni taivutusmomentti. Taivutusmomentti todennäköisesti hieman pienentää todellista leikkauskestävyyttä laskennalliseen leikkauskestävyyteen verrattuna. Todellinen leikkautuvassa tasossa vaikuttava jännitys jakauma arvioidaan FEM-analyysillä kaikissa puhtaan leikkauksen tapauksissa.

### 5.1.3 Kohtisuora veto

Materiaalien rajapintaan nähden tehtävä kohtisuora vetokoe (KOE-4) suoritetaan SFS-EN 1542 mukaisesti (Kuva 16) (21). Vetokokeen suorittaminen mahdollistaa myös KOE-3B:n toteuttamisen. Vetokoe on yleisesti työmaalla käytetty menetelmä arvioitaessa materiaalien välistä tartuntaa, joten tämä koe mahdollistaa myös nyt tehtävien kokeiden karkean vertailun todellisissa kohteissa tehtyjen kokeiden kanssa.



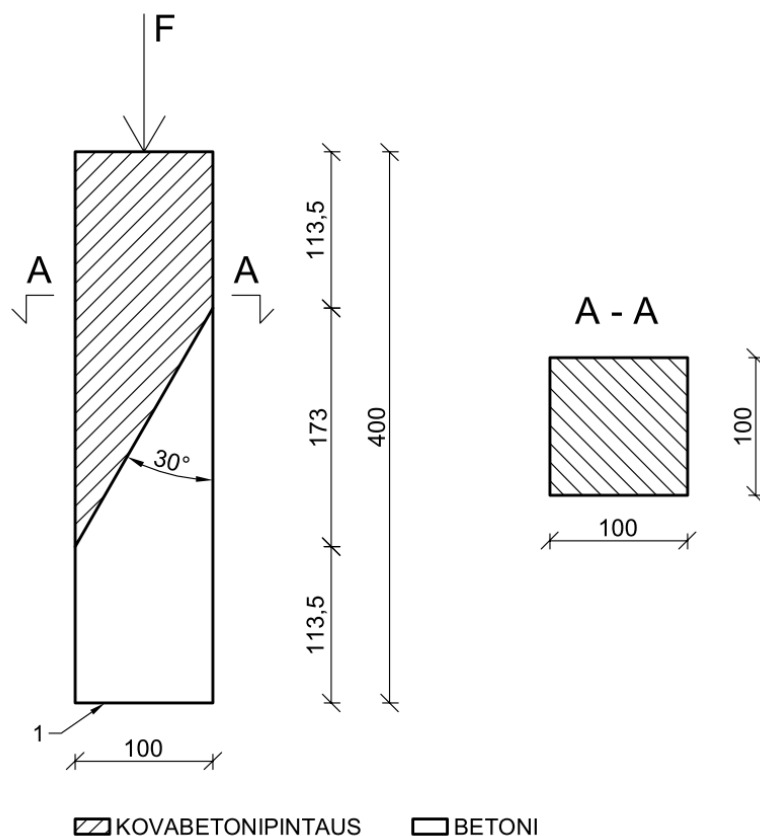
Kuva 16. Kuvassa on esitetty vetokokeen (KOE-4) suunniteltu toteutustapa. 1) Vetokoe suoritetaan standardin SFS-EN 1542 mukaisesti (21).

Kohtisuorassa vedossa oletetaan, että materiaalien välinen tartunta on hyvä, jolloin murtuma tapahtuu heikomman betonin vetomurtona. Vetokestävyyden suuruuden arvioimisessa on käytetty EC2:n mukaista betonin vetolujuutta.

Materiaalien välisen tartunnan onnistumista arvioidaan perinteisesti kohtisuoran vetokokeen avulla. Tartunnan katsotaan olevan hyvä, mikäli vetokokeessa saavutetaan vähintään heikomman betonin vetolujuus. Yleisimmin rakentamisessa käytettyjen betonien vetolujuus on noin 2 MPa.

#### 5.1.4 Vinoleikkaus

Vinoleikkauskoe (KOE-5) on erittäin yleisesti käytetty koejärjestely materiaalien välisen leikkauskestävyyden määrittämiseksi. Koekappaleen geometria on valittu SFS-EN 12615 mukaisesti (Kuva 17) (22). Vinoleikkauskokeessa materiaalien rajapintaan syntyy leikkausjännitystä sekä leikkautuvaa tasoa vastaan kohtisuoraa jännitystä. Tämä jännitysjakautuma muistuttaa usein todellisissa rakenteissa vallitsevaa jännitysjakautumaa.



Kuva 17. Kuvassa on esitetty vinoleikkauskokeen (KOE-5) suunniteltu toteutustapa. 1) Koekappale tuetaan alareunastaan pystyliikkeen estävällä tuella.

Leikkauskestävyyden arvioinnissa on huomioitu myös leikkautuvaan tasoon syntyvä kohtisuora jännitys. Kohtisuora jännitys parantaa leikkauskestävyyttä verrattuna tilanteeseen, missä leikkautuvassa tasossa vaikuttaa vain leikkausjännitys. Todelliseen leikkautuvassa tasossa vallitsevaan jännitysjakaumaan voi vaikuttaa myös ero eri materiaalien välisissä kimmokertoimissa. Todellinen koekappaleessa vaikuttava leikkausjännitysjakauma arvioidaan FEM-analyysillä. Kyseinen koejärjestely on toteutettavissa vain laboratorio-olosuhteissa.

### 5.1.5 Käytettävät materiaalit

Käytettäväksi betoniksi valittiin lujuudeltaan C25/30 ja runkoaineen maksimiraekooksi #16 mm. Valitun betonin lieriölujuuden ominaisarvo on 25 MPa ja EC2:n mukainen kimmokerroin 31 GPa. Kyseinen betonin lujuus vastaa hyvin yleisesti rakentamisessa käytetyn betonin lujuusluokkaa. Betonin teossa päätettiin käyttää pikasementtiä CEM I 52.5 R jolla varmistettiin, että betonin lujuuskehitys on mahdollisimman pitkällä kovabetonipintausten valun aikana (23). Betonin tavoitenotkeudeksi valittiin S2, joka vastaa painumakokeessa 50...90 mm painumaa. Valitulla tavoitenotkeudella pyrittiin hallitsemaan koekappaleiden halkeilua, mutta kuitenkin varmistamaan riittävä massan työstettävyys valujen aikana.

Kovabetonipintaustenä käytettiin Neodur HE65, jonka arvioitu puristuslujuus on > 80 MPa ja EC2:n mukainen kimmokerroin > 42 GPa. Kovabetonipintausten ja betonin väliin laitettiin pintausten yhteydessä käytettäväksi tarkoitettua Korodur HB5 tartunta-

laastia. Tartuntalaastin tarkoituksena on parantaa betonin ja kovabetonipintauksen välistä tartuntaa. (24)

## **5.2 Koekappaleiden valmistus**

### **5.2.1 Betonivalu**

Ennen betonivalujen aloitusta betonin runkoaineseos ja suhteitusseos määritettiin käyttäen apuna betonin suhteitusnomogrammeja. Valitusta betoniseoksesta valmistettiin aluksi yksi 20 l:n koe-erä jolla tehtiin painumakoe SFS-EN 12350-2 mukaisesti (25). Painumakokeen avulla varmistettiin, että betoni saavutti halutut ominaisuudet. Koe-erän painumakokeen tulos oli 0 mm, jonka johdosta alkuperäistä suhteitusseosta korjattiin lisäämällä seokseen vettä. Veden lisäykseen päädyttiin alkuperäisessä suhteitusseoksessa olleen virheen sekä käytetyn sementin johdosta. Alkuperäisessä suhteitusseoksessa ei ollut huomioitu vesimäärää, jonka uunikuiva kiviaine absorboi itseensä. Lisäksi käytetyn pikasementin oli aikaisemmin betonilaboratoriossa tehdyissä kokeissa havaittu vaativan hieman normaalia enemmän vettä. Suhteitusseokseen tehtyjen korjausten jälkeen valmistettiin betonia 40 l erä jolla saavutettiin painumakokeessa 30 mm:n painuma. Saavutetun painuman katsottiin olevan riittävä haluttujen betonin ominaisuuksien saavuttamiseksi. Käytetyn betonin vesi-sementtisuhde nousi korkeaksi (0,85), joka johtuu suurelta osin käytetystä sementistä. Koekappaleiden valmistuksessa käytetyn betonin koostumus on esitetty liitteessä 2.

Betonimassan valmistuksessa käytettiin vaakatasossa pyörivää betonisekoitinta. Betonisekoittimessa sekoitettiin ensin runkoainetta ja sementtiä 1 min ajan, jonka jälkeen sekoittimeen lisättiin vesi ja sekoitusta jatkettiin vielä 3 min. Betonimassasta pystyi erottamaan silmämääräisesti melko paljon suurta kiviainesta. Betoni tiivistettiin tärityspöydällä. Täritys tehtiin 2-3 kerroksessa riippuen valettavan kappaleen paksuudesta. Koekappaleet peitettiin valujen jälkeen muovilla ja annettiin kovettua 1 vrk:n ajan noin 21 °C lämpötilassa.

Koekappaleiden muotit purettiin ja materiaalien välinen rajapinta karhennettiin betonin ollessa 1 vrk:n ikäistä. Muottien purun yhteydessä havaittiin, että betoni oli hyvin tiivistynyttä. Muotteina käytettiin filmivaneria kaikissa muissa koekappaleissa paitsi KOE-5:ssä, missä käytettiin teräsmuottia. Betonia valettaessa kokeissa 2-5 kovabetonipintauksen paikalle oli sijoitettu polyuretaanilevy jota vasten betonin valu tapahtui. Kokeessa 1 betoni puolestaan tasattiin oikeaan korkoon käsin. Materiaalien välinen rajapinta KOE-1:ssä on ainoa, jota ei valettu polyuretaanilevyä vasten. Materiaalien välinen rajapinta karhennettiin kulmahiomakoneeseen kiinnitetyllä hiekkapaperilla. Muottien purun ja materiaalien välisen rajapinnan karhentamisen jälkeen koekappaleet siirrettiin huoneeseen, jossa vallitsi noin 21 °C lämpötila ja 95-100 % ilman suhteellinen kosteus.

### **5.2.2 Kovabetonipintauksen valu**

Kovabetonipintauksen valut suoritettiin betonin ollessa 12 vrk ikäistä. Koekappaleet otettiin kuivumaan noin 4 tuntia ennen kovabetonipintauksen valujen aloitusta. Ennen kovabetonipintauksen valua mitattiin betonipinnan karheus hiekkapaikkamenetelmällä. Hiekkapaikkamenetelmässä käytettiin itse seulottua kvartsihiekkää, jonka raekoko oli 0,063...0,125 mm. Muilta osin pinnan karheus mitattiin SFS-EN 1766 mukaisesti (11).

Käytössä ollut normia suurempi kvartsihiekan raekoko voi hieman kasvattaa leviämää, sillä alustan pienimmät kolot eivät täyty karkeammasta hiekasta yhtä helposti. Pinnan karheus mitattiin 300x300 mm<sup>2</sup> koekappaleesta. Koekappaleen pintaa kuivattiin kevyesti paineilmalla ennen karheuden mittausta. Karheuden mittauksessa käytettiin 5 ml hiekkamäärää, jolla saavutettiin > 280 mm leviämää. Hiekan levittäminen jouduttiin loppettamaan ennenaikaisesti koekappaleen koosta johtuen. Hiekan leviäminen olisi voinut jatkua ilman kappaleen koon rajoitusta silmämääräisesti arvioiden vielä 20...30 mm, joka olisi hieman pienentänyt karheusindeksin suuruutta. Karheusindeksin suuruus 280 mm leviämällä laskettuna on 0,081.

Ennen kovabetonipintauksen valua betonin pinnalle levitettiin tartuntalaasti, jonka tarkoituksena on parantaa betonin ja kovabetonipintauksen välistä tartuntaa. Karheusindeksin määrittämisen aikana betonipinta ehti kuivua hieman liikaa, jonka johdosta betonipinta kostutettiin siveltimellä ns. mattakosteaksi ennen tartuntalaastin levitystä. Betonipinnan nopea kuivuminen johtui todennäköisesti työskentelytilassa olevan pölynpoiston aiheuttamasta ilmanvaihdosta. Tartuntalaastin valmistuksessa käytettiin materiaalivalmistajan ohjeiden mukaista vesimäärää, joka oli 0,22 l vettä yhtä sementtikiloa kohden. Tartuntalaastia sekoitettiin 3 min porakonesekoittimella, jonka jälkeen se harjattiin betonin pintaan kynsiharjan avulla harjaa voimakkaasti painaen. Tartuntalaastin lopullinen paksuus oli arviolta 1...2 mm.

Kovabetonipintauksen valaminen aloitettiin tartuntalaastin levityksen jälkeen. Kovabetonipintauksen koekappaleiden valujärjestys oli KOE-3A/B, KOE-2B, KOE-4, KOE-2A, KOE-1 ja KOE-5. Kovabetonipintauksen valuissa käytettiin hyödyksi samoja muotteja, kuin mitä käytettiin betonivalujen yhteydessä. Ensimmäinen koekappale valettiin noin 3 min kuluttua tartuntalaastin levityksestä ja viimeinen noin 60 min kuluttua. Valettaessa viimeisiä koekappaleita tartuntalaasti oli jo hieman kuivunut verrattuna ensimmäisten koekappaleiden valuun. Tartuntalaastin kuivuminen saattaa aiheuttaa pieniä eroja tartuntalujuuksien suuruuksissa. Kovabetonipintausta sekoitettiin tasosekoittimella säkeittäin 25 kg erinä. Tasosekoittimeen kaadettiin ensin kuivat aineet, jonka jälkeen joukkoon lisättiin materiaalivalmistajan ohjeiden mukainen vesimäärä. Tämän jälkeen massaa sekoitettiin 3 min ajan. Valmis massa valettiin muotteihin ennen seuraavan erän valmistusta. Kovabetonipintauksen sekoitus oli hieman epätasaista, minkä johdosta astian pohjalle ja reunoille jäi huonommin sekoittunutta kuivaa massaa. Kuivan massan käyttöä koekappaleiden valussa pyrittiin välttämään. Valujen yhteydessä massaa ei erikseen tärytetty. Pinta tasattiin kumilastan ja puisen linjaimen avulla pintaa hieromalla ja taputtamalla. Kovabetonipintauksen kimmokertoimen määrittämiseen käytettävien lieriöiden valussa massa tiivistettiin 3 kerroksessa kappaleen suuresta korkeudesta johtuen. Koekappaleet peitettiin valujen jälkeen muovilla ja annettiin kovettua 1 vrk ajan noin 21 °C lämpötilassa.

Muotit purettiin kovabetonipintauksen ollessa 1 vrk ikäistä. Muottien purun yhteydessä havaittiin, että kovabetonipintausta ei ole kaikissa koekappaleissa tiivistynyt kunnolla etenkin muotin reuna-alueilla. Kolmessa kerroksessa tiivistetyt lieriöt kuitenkin tiivistyivät hyvin suuresta korkeudestaan huolimatta. Reunahäiriön arvioitiin silmämääräisesti riippuvan valetun osan geometriasta siten, että mitä paksumpi valu ja sivumitoiltaan pienempi kappale on, niin sitä suurempi on reunahäiriön osuus. Reunahäiriö oli pahimmillaan KOE-2A:n ja KOE-5:n koekappaleissa. Reunahäiriön suuruus pääsääntöisesti kasvoi muottien nurkissa (Kuva 18). Koekappaleista oli myös havaittavissa, että kovabetonipintauksen valupinta on poikkeuksetta hyvässä kunnossa, joka johtuu kappaleille valun aikana tehdystä pinnan tasauksesta. Muottien purun jälkeen koekappaleet

siirrettiin huoneeseen, jossa vallitsi noin 21 °C lämpötila ja 95-100 % ilman suhteellinen kosteus. Kovabetonipintauksen ollessa 25 vrk ikäistä koekappaleet siirrettiin huoneeseen, jossa vallitsi 22 °C lämpötila ja 40-45 % ilman suhteellinen kosteus. Koekappaleita säilytettiin kyseisessä huoneessa niiden koestamishetkeen asti.



Kuva 18. Reunahäiriö koekappaleessa KOE-2A-1. Koekappaleen alapuolinen osa on betonia ja yläpuolinen osa kovabetonipintausta.

### 5.3 Koekappaleiden koestukset

Koekappaleille tehtiin silmämääräinen kunnon arviointi ennen varsinaisten kokeiden suorittamista. Silmämääräisessä arvioinnissa pyrittiin arvioimaan, kuinka paljon koekappaleiden kunto vaikuttaa betonin ja kovabetonipintauksen välisen tartunnan suuruuteen. Arvioinnissa käytettiin asteikkoa 1-5. Asteikossa arvo 1 tarkoittaa, että koekappaleen kunnon arvioidaan alentavan koetuloksen suuruutta huomattavasti. Arvo 5 tarkoittaa puolestaan, että koekappaleen kunto ei vaikuta alentavasti tehtävän kokeen tulokseen.

Koekappaleet mitattiin ennen varsinaisia koestuksia. Koekappaleet jotka valmistettiin poraamalla tai sahaamalla mitattiin työntömitalla 0,1 mm:n tarkkuudella. Näitä kappaleita olivat KOE-2B, KOE-3A, KOE-3B ja KOE-4. Muissa koekappaleissa oli havaittavissa suurempia mittapoikkeamia, joten nämä kappaleet mitattiin rullamitalla 1 mm:n tarkkuudella. Jännitykset betonin ja kovabetonipintauksen välillä laskettiin käyttäen hyväksi mittaustuloksien perusteella laskettua pinta-alaa. Koekappaleiden mitat sekä tehtyjen kokeiden tulokset on esitetty kootusti liitteessä 5.

Betonin ja kovabetonipintauksen välinen murtumistapa määritettiin jokaiselle koekappaleelle SFS-EN 1542 kohdan 7.5 mukaisesti (21). Murtumistavat ovat:

- A: Koheesiomurto betonissa
- A/B: Adheesiomurto betonin ja tartuntalaastin välillä
- B: Koheesiomurto tartuntalaastissa
- B/C: Adheesiomurto tartuntalaastin ja kovabetonipintauksen välillä
- C: Koheesiomurto kovabetonipintaauksessa.



Murtumistapa arvioitiin silmämääräisen tarkastelun perusteella. Tapauksissa missä todellinen murtotapa on yhdistelmä useammasta yksittäisestä tapauksesta, ilmoitetaan kunkin murtotavan suuruus prosentteina leikkautuvan tason kokonaisalasta.

Kaikissa koekappaleissa mitattiin murtohetkellä vaikuttaneen kuormittavan voiman suuruus. Materiaalien välisessä rajapinnassa vaikuttanut jännitys jakauma laskettiin tämän voiman perusteella.

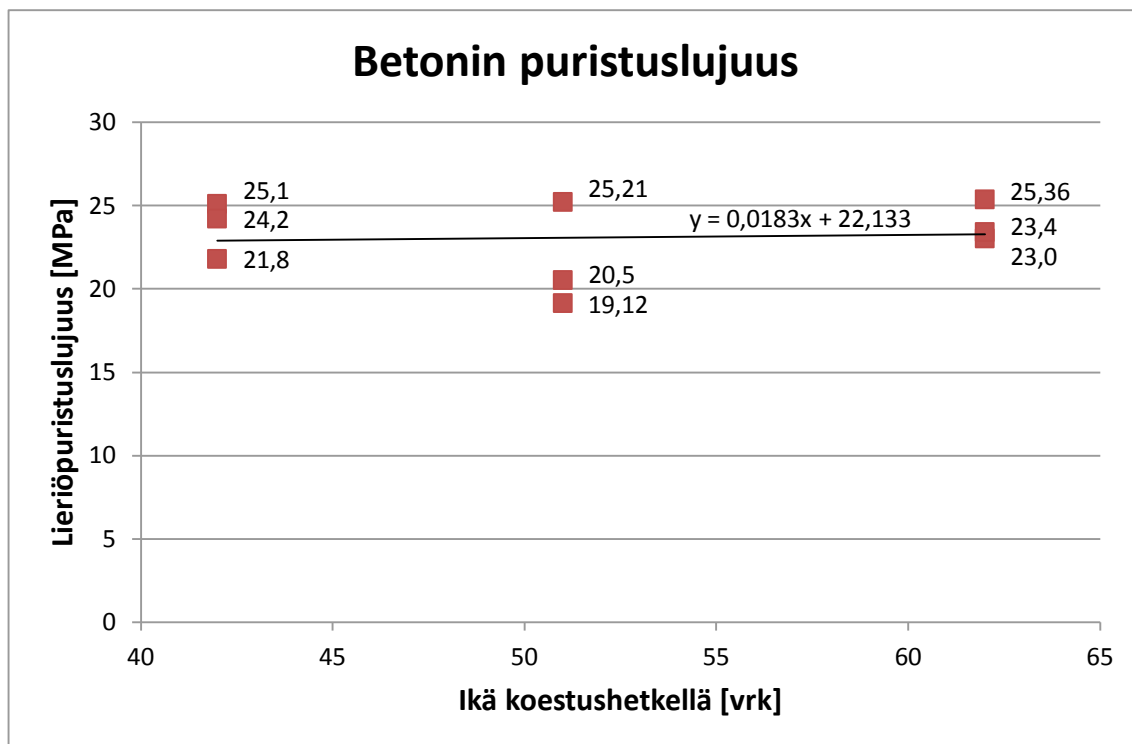
### 5.3.1 Materiaalien ominaisuudet

Betonin ja kovabetonipintauksen puristuslujuudet määritettiin ennen ja jälkeen varsinaisia leikkauskokeita käyttämällä kussakin lujuuden määrittämisessä kolmea 100x100x100 mm<sup>3</sup> kuutiota. Puristuslujuudet määritettiin SFS-EN 12390-3 mukaisesti (26). Yksittäiset puristuslujuuden tulokset muutettiin SFS 7022 kohdan 5.5.1.2 mukaisesti vastaamaan 150x150x150 mm<sup>3</sup> kuution puristuslujuutta (27). Tämän jälkeen kyseiset arvot muutettiin SFS-EN 206-1 kohdan 4.3.1 arvojen mukaisesti lineaarista interpolointia käyttäen vastaamaan halkaisijaltaan 150 mm ja korkeudeltaan 300 mm olevan lieriön puristuslujuutta (28). Laskelmissa käytetään näin saatujen lieriölujuuksien keskiarvoa. Materiaalien ominaisuuksien määrittämistä varten tehtyjen kokeiden tulokset on esitetty koottuna liitteessä 6.

Betonin puristuslujuudet määritettiin suunnitelmien mukaisesti betonin ollessa 42 vrk ja 51 vrk ikäistä. Kokeiden perusteella betonin puristuslujuus laski mittauksien välisenä aikana 2,1 MPa eli noin 8,8 % jolloin betonin puristuslujuuden keskiarvo on 22,7 MPa (Taulukko 4). Muutoksen arvioidaan johtuvan pienestä koekappaleiden määrästä aiheutuneesta otantavirheestä. Betonin puristuslujuus määritettiin alkuperäisten suunnitelmien lisäksi vielä 62 vrk ikäisenä. Ylimääräinen betonin puristuslujuudenmäärittäminen tehtiin, jotta voitiin varmistua siitä, että pienestä koekappaleiden määrästä aiheutunut otantavirhe ei vaikuta laskelmissa käytetyn betonin puristuslujuuden arvoon merkittävästi. Betonin puristuslujuuden kehitystä kuvaavan trendiviivan mukaan betonin puristuslujuus oli 42 vrk iässä 22,90 MPa ja 51 vrk iässä 23,07 MPa (Kaavio 1). Trendiviivan mukaan betonin lujuudenkehitys leikkauskokeiden toteuttamisen välisenä aikana oli 0,17 MPa eli noin 0,7 % jolloin betonin puristuslujuuden keskiarvo on 22,98 MPa. Näiden tulosten perusteella voidaan päätellä, että betonin puristuslujuus ei muutu merkittävästi leikkauskokeiden toteutuksen aikana. Laskelmissa betonin puristuslujuuden arvona käytetään 23,0 MPa.

*Taulukko 4. Taulukossa on esitetty tehtyjen kokeiden mukaiset betonin ja kovabetonipintauksen puristuslujuuksien keskiarvot.*

Koestusikä [vrk]	30	39	42	51	62
<b>Puristuslujuus [MPa]</b>					
Betoni	-	-	23,7	21,6	23,9
Kovabetonipinta	50,1	51,3	-	-	-



Kaavio 1. Kaaviossa on esitetty betonin puristuslujuuden kehityksen trendiä kuvaava viiva ja sen kaava. Betonin puristuslujuudet on määritetty 42 vrk, 51 vrk ja 62 vrk iässä.

Kovabetonipintauksen puristuslujuudet määritettiin 30 vrk ja 39 vrk iässä (Taulukko 4). Kokeiden perusteella kovabetonipintauksen puristuslujuus muuttui mittausten välisenä aikana 1,2 MPa eli noin 2,4 %. Saatujen tulosten perusteella voidaan päätellä, että kovabetonipintauksen puristuslujuus ei muutu merkittävästi 30 vrk ja 39 vrk välisenä aikana. Laskelmissa kovabetonipintauksen puristuslujuutena käytetään mitattujen lujuuksien keskiarvona saatua lujuutta eli 50,7 MPa.

Betonin ja kovabetonipintauksen kimmokertoimet määritettiin ennen ja jälkeen varsinaisia leikkauskokeita. Kussakin kimmokertoimen määrittämisessä käytettiin kolmea halkaisijaltaan 150 mm ja korkeudeltaan 300 mm olevaa lieriötä. Kimmokertoimet määritettiin SFS 5450 mukaisesti (29). Kimmokertoimien määrittämisessä käytettyjen lieriöiden puristuslujuudet arvioitiin 100x100x100 mm<sup>3</sup> kuutioiden puristuslujuuksien avulla. Ensimmäisellä kimmokertoimen mittauksella lieriöitä ei ajettu murtoon todellisen puristuslujuuden määrittämiseksi. Samoja lieriöitä käytettiin kimmokertoimien määrittämisessä myös toisella mittauksella jonka jälkeen lieriöt ajettiin murtoon niiden puristuslujuuden määrittämiseksi.

Betonin kimmokertoimet määritettiin 43 vrk ja 54 vrk iässä (Taulukko 5). Kokeiden perusteella betonin kimmokerroin muuttui mittausten välisenä aikana 0,8 GPa eli noin 3,8 %. Saatujen tulosten perusteella voidaan päätellä, että betonin kimmokerroin ei muutu merkittävästi 43 vrk ja 54 vrk välisenä aikana. Laskelmissa betonin kimmokerroina käytetään mitattujen kimmokertoimien keskiarvona saatua kimmokerrointa eli 21,7 GPa. Kimmokertoimen suuruus lujuudeltaan 23,0 MPa olevalla betonilla EC2:n mukaan laskettuna on 30,9 GPa. Laskelmissa käytettävä kimmokerroin on siis noin 29,8 % pienempi kuin EC2:n mukainen betonin kimmokerroin. Kimmokertoimen määrittämisessä käytetyt koekappaleet puristettiin murtoon 54 vrk iässä, jolloin puristuslujuuksiksi saatiin 21,1 MPa, 21,2 MPa sekä 21,2 MPa.

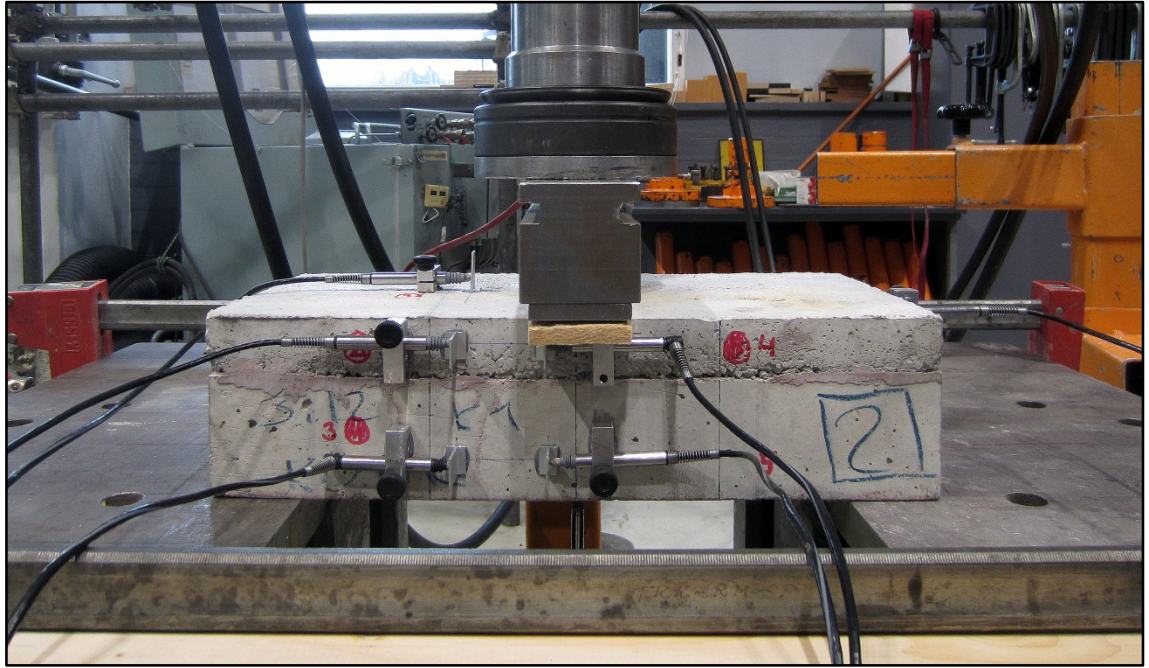
*Taulukko 5. Taulukossa on esitetty tehtyjen kokeiden mukaiset betonin ja kovabetonipintausten kimmokertoimien keskiarvot.*

Koestusikä [vrk]	31	42	43	54
<b>Kimmokerroin [GPa]</b>				
Betoni	-	-	21,3	22,1
Kovabetonipinta	32,2	32,5	-	-

Kovabetonipintausten kimmokertoimet määritettiin 31 vrk ja 42 vrk iässä (Taulukko 5). Kokeiden perusteella kovabetonipintausten kimmokerroin muuttui mittausten välisenä aikana 0,3 GPa eli noin 0,9 %. Saatujen tulosten perusteella voidaan päätellä, että kovabetonipintausten kimmokerroin ei muutu merkittävästi 31 vrk ja 42 vrk välisenä aikana. Laskelmissa kovabetonipintausten kimmokertoimena käytetään mitattujen kimmokertoimien keskiarvona saatua kimmokerrointa eli 32,4 GPa. Kimmokertoimen suuruus lujuudeltaan 50,7 MPa olevalla betonilla EC2:n mukaan laskettuna on 37,4 GPa. Laskelmissa käytettävä kimmokerroin on siis noin 13,4 % pienempi kuin EC2:n mukainen kimmokerroin. Kimmokertoimen määrittämisessä käytetyt koekappaleet puristettiin murtoon 42 vrk iässä, jolloin puristuslujuuksiksi saatiin 54,4 MPa, 55,4 MPa sekä 63,4 MPa.

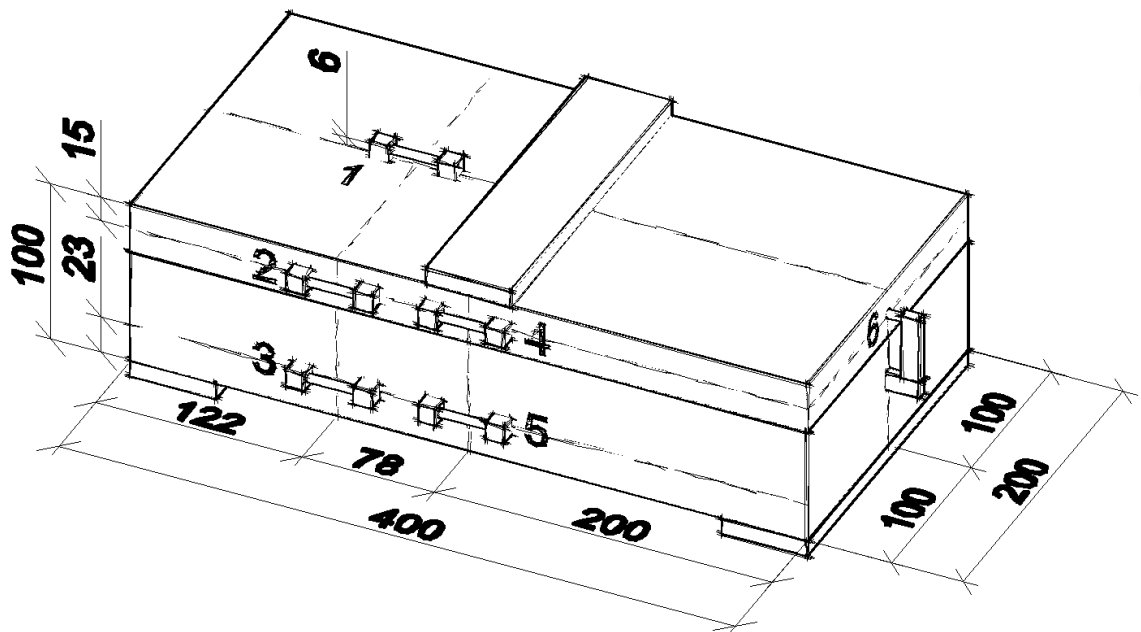
### 5.3.2 Taivutusleikkaus

Taivutusleikkaukset suoritettiin betonin ollessa 50 vrk ikäistä. Taivutusleikkauksko-  
keessa kuormitukseen käytettiin hydraulista tunkkia, jonka maksimi kuormakapasiteetti oli 500 kN. Kuormituskone ilmoitti kuormituksessa käytetyn voiman 1 N tarkkuudella. Kuormaa kasvatettiin tasaisesti nopeudella 10 kN/min. Taivutuskokeessa käytettiin 50 mm kuormitusleveyttä. Kuormaa jakavan teräspalkin ja kovabetonipintausten välissä käytettiin puukuitulevyä, jonka avulla saatiin tasattua pienet kovabetonipintausten pinnassa olevat epätasaisuudet (Kuva 19). Koekappaleen tukina käytettiin teräspukkeja, joiden vaakasuuntainen liike kuormituksen aikana oli estetty ruuvipuristimilla sekä pukkien väliin asetetuilla puupaloilla.



Kuva 19. Kuvassa on esitetty taivutusleikkauskokeen (KOE-1) koejärjestely.

Taivutusleikkauskokeen kuormituksen yhteydessä mitattiin koekappaleen muodonmuutoksia yhteensä seitsemästä eri kohdasta (Kuva 20). Mittauspisteet 1-5 mittasivat koekappaleen poikkileikkauksen muodonmuutoksia. Näistä mittauspisteistä numero 1 oli sijoitettu 6 mm koekappaleen yläpinnan yläpuolella ja mittauspisteet 2-5 oli sijoitettu koekappaleen kylkeen. Mittauspisteet 1-3 oli sijoitettu 78 mm etäisyydelle jänteen puolivälistä, joka vastasi taivutuksesta johtuvan maksimi halkeamavälin ( $s_{r,max}$ ) arvoa. Mittauspisteet 4-5 oli sijoitettu puolestaan jännevälin puoliväliin. Mittauspiste 6 oli sijoitettu koekappaleen pätyyn ja sen avulla mitattiin betonin ja kovabetonipintauksen välistä siirtymää. Mittauspiste 7 sijaitsi koekappaleen alapinnassa jänteen puolivälissä ja sen avulla mitattiin koekappaleen taipumaa.



Kuva 20. Kuvassa on esitetty taivutusleikkauskokeen yhteydessä tehtyjen mittausten asettelu ja numerointi. Kuvassa olevien pisteiden lisäksi mittauspisteellä 7 mitattiin taipumaa koekappaleen alapinnan keskikohdalta.

Taivutusleikkauskokeiden mittausten tulokset on esitetty mittauspisteittäin eriteltynä liitteessä 3. Positiivinen muodonmuutos kuvaa mittaasanturin puristumaa ja negatiivinen muodonmuutos venymää. Kaikkien mittauspisteiden kuvaajat on katkaistu siihen kohtaan, missä koekappaleen maksimi kuorma saavutettiin. Taivutusleikkauskokeiden mittauspisteissä 1-5 käytettiin 30 mm mittausväliä. Jaettaessa näiden mittauspisteiden tulokset 30 mm:llä saadaan tietoon muodonmuutos millimetreissä kutakin millimetriä kohden.

Mittausten yhteydessä ilmeni ongelmia koekappaleeseen liimattujen mittaasanturin pidikkeiden tartunnan kanssa. Toisinaan kiristettäessä mittaasanturia kiinni pidikkeeseen, kiristämisestä syntyvä vääntö sai pidikkeen irtoamaan betonista. Irronneet mittaasanturin pidikkeet kiinnitettiin uudelleen liimalla, jonka jälkeen odotettiin käytetyn epoksiliiman vaatima 10 min kuivumisaika. Tästä huolimatta mittaustuloksissa on havaittavissa mittaustulosten vääristymiä, jotka johtuvat liimauksen elastisuudesta ja/tai anturirungon kiinnityksen liukumisesta. Mittaustuloksen vääristymää on havaittavissa esimerkiksi mittauspisteessä 3 koekappaleessa KOE-1-4 (Liite 3), missä muodonmuutosten kasvu alkaa jo ennen kuin kuorman lisäys on aloitettu.

Muodonmuutosten mittaustuloksissa on havaittavissa myös muita häiriöitä, jotka eivät selity liimauksen elastisuudella tai anturirungon kiinnityksen liukumisella. Häiriöitä mittaustuloksiin oletetaan aiheutuneen myös mittauspisteiden sijainnista johtuen. Koekappaleiden geometriasta johtuen mittauspisteet ja epäjatkuvuuskohdat, kuten piste-kuorma ja tuet, ovat hyvin lähellä toisiaan. Tämä häiriö olisi ollut mahdollista välttää käyttämällä suurempia koekappaleita, jolloin mittauspisteet olisi ollut mahdollista sijoittaa kauemmaksi epäjatkuvuuskohdista.

Mittauspiste 4 tuloksista koekappaleiden KOE-1-1:n ja KOE-1-2:n häiriöt johtuvat kovabetonipintauksen epätasaisuuksien tasaamiseksi käytetystä puukuitulevystä. Kahden ensimmäisen kokeen aikana puukuitulevyn pituus oli suurempi kuin koekappaleen leveys. Tämän johdosta puukuitulevy pääsi painamaan siirtymäanturin kiinnitysalkua kuormituksen loppupuolella, jonka johdosta mittaustuloksiin syntyi selviä häiriöitä.

Koejärjestelyssä käytetty tuentatapa ei estänyt täysin tuille syntyvien vaakavoimien muodostumista. Molemmilla tuilla käytetty 50 mm:n tukipinta esti kitkan vaikutuksella kappaleen vapaan sivuttaissiirtymän kuormituksen aikana. Tämän johdosta tuille pystyi muodostumaan kuormituksesta myös vaakasuuntainen komponentti joka aiheutti koekappaleeseen ylimääräisiä vaakasuuntaisia jännityksiä. Ylimääräiset vaakasuuntaiset jännitykset saattoivat myös vaikuttaa mittaustuloksiin.

Tasaisimmat tulokset mittauksista antoi mittauspiste 7, missä mitattiin koekappaleen taipumaa jänteen puolivälistä. Mittauspiste 7:n tulokset vastaavat eri koekappaleilla hyvin toisiaan. Hieman yli 0,5 mm taipuman kohdalla taipumanopeus kasvaa jokaisessa koekappaleessa. Taipumanopeuden kasvu johtui siitä, että betonin vetojännitys ylittyi leikkausjännityksestä, jolloin leikkausvoima siirtyi äkillisesti pääteräksille. Taivutuksesta johtuvia halkeamia ei ollut näkyvissä. Tämän jälkeen lopullinen murto tapahtui koekappaleissa 1, 2, 4 ja 5, kun leikkaushalkeama eteni pääterästen suuntaisesti koekappaleen päähän (Kuva 21).





Kuva 21. Kuvassa on esitetty murtunut koekappale KOE-1-2. Koekappaleeseen syntyi leikkaushalkeama, jonka jälkeen halkeama eteni pääteräksien suuntaisesti koekappaleen pätyyn.

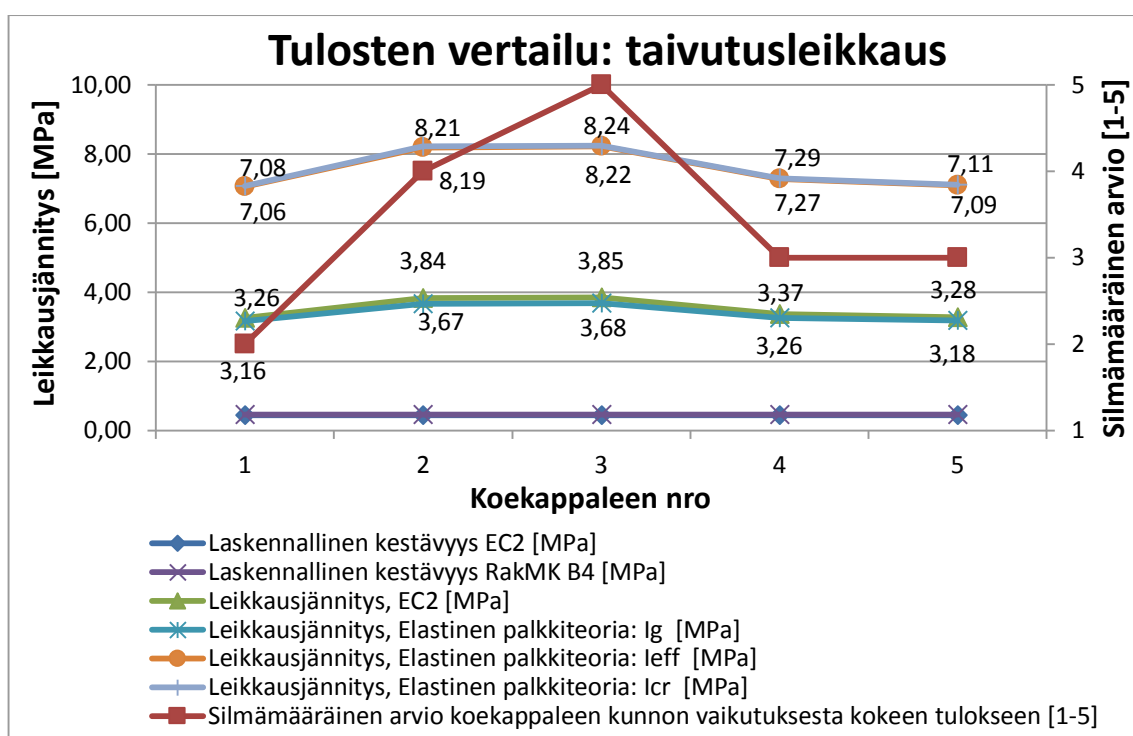
Koekappaleessa 3 tapahtui betonin ja kovabetonipintauksen välinen leikkausmurtuminen koekappaleen toisella puolikkaalla (Kuva 22), ennen kuin leikkaushalkeama eteni pääteräksiä pitkin koekappaleen päähän. Leikkausmurtumisen tapa oli A:A/B = 40 %: 60 %. Betonin ja kovabetonipintauksen välinen leikkautuminen koekappaleessa 3 on havaittavissa myös mittausaineistossa. Mittausaineistosta nähdään (Liite 3, mittauspiste 6, KOE-1-3), että betonin ja kovabetonipintauksen välinen siirtymä on lähes 0,12 mm ennen kuin leikkausmurtuminen tapahtuu. Koekappaleissa 1, 2, 4 ja 5 betonin ja kovabetonipintauksen välinen siirtymä huomattavasti pienempi jääden alle 0,04 mm.



Kuva 22. Kuvassa on esitetty murtunut koekappale KOE-1-3. Koekappaleessa tapahtui betonin ja kovabetonipintauksen välinen taivutusleikkausmurto. Taivutusleikkausmurto näkyy kuvassa koekappaleen oikealla puolikkaalla.

Taivutusleikkauskokeessa käytetyille koekappaleille tehty silmämääräinen arviointi mukailee hyvin kokeissa saatuja tuloksia. Mitä huonokuntoisemmaksi koekappale oli

silmämääräisesti arvioitu, niin sitä pienempi oli myös koekappaleessa vaikuttanut leikkausjännitys murtohetkellä (Kaavio 2). Betonin ja kovabetonipintausten välinen leikkauskestävyys laskettiin EC2:n sekä RakMK B4:n mukaisesti. Laskennassa käytettiin materiaalien ominaisarvoja ja leikkauskestävyydet olivat 0,43 MPa ja 0,47 MPa. Leikkauskestävyyden laskennassa on oletettu, että kuormittava voima jakautuu tasaiseksi normaalijännitykseksi materiaalien väliseen rajapintaan. Todellinen betonin ja kovabetonipintausten välinen leikkausjännitys laskettiin EC2 sekä elastisen palkkiteorian mukaisesti. Elastisen palkkiteorian mukaisesti laskenta suoritettiin muunnetulla poikkileikkauksella ( $I_g$ ), tehollisella poikkileikkauksella ( $I_{eff}$ ) sekä haljenneella poikkileikkauksella ( $I_{cr}$ ). Koekappaleissa murtohetkellä vallinnut leikkausjännitysten keskiarvo oli 3,52 MPa (EC2), 3,39 MPa ( $I_g$ ), 7,57 MPa ( $I_{eff}$ ) sekä 7,59 MPa ( $I_{cr}$ ) (Kaavio 2). Otoskeskihajonnat olivat vastaavasti 0,30 MPa, 0,26 MPa, 0,59 MPa sekä 0,59 MPa. Betonin ja kovabetonipintausten välistä leikkausjännitystä ei laskettu jännitys-muodonmuutosyhteyden avulla epäluotettavien mittaustulosten johdosta.



Kaavio 2. Kaaviossa on esitetty taivutusleikkauskokeiden tulosten vertailu laskennalliseen kestävyYTEEN sekä silmämääräinen arvio koekappaleen kunnon vaikutuksesta kokeen tulokseen.

EC2:n ja RakMK B4:n mukaiset laskennalliset leikkauskestävyydet vastasivat hyvin toisiaan niiden eron ollessa vain 0,04 MPa. EC2:n mukainen leikkausjännitys sekä elastisen palkkiteorian mukainen leikkausjännitys laskettuna ehjällä poikkileikkauksella olivat myös hyvin lähellä toisiaan. Näillä menetelmillä laskettujen leikkausjännitysten keskiarvon ero oli 0,13 MPa. Elastisen palkkiteorian mukainen leikkausjännitys tehollisella poikkileikkauksella ja haljenneella poikkileikkauksella olivat myös hyvin lähellä toisiaan näiden keskiarvojen ollessa keskenään lähes yhtä suuria.

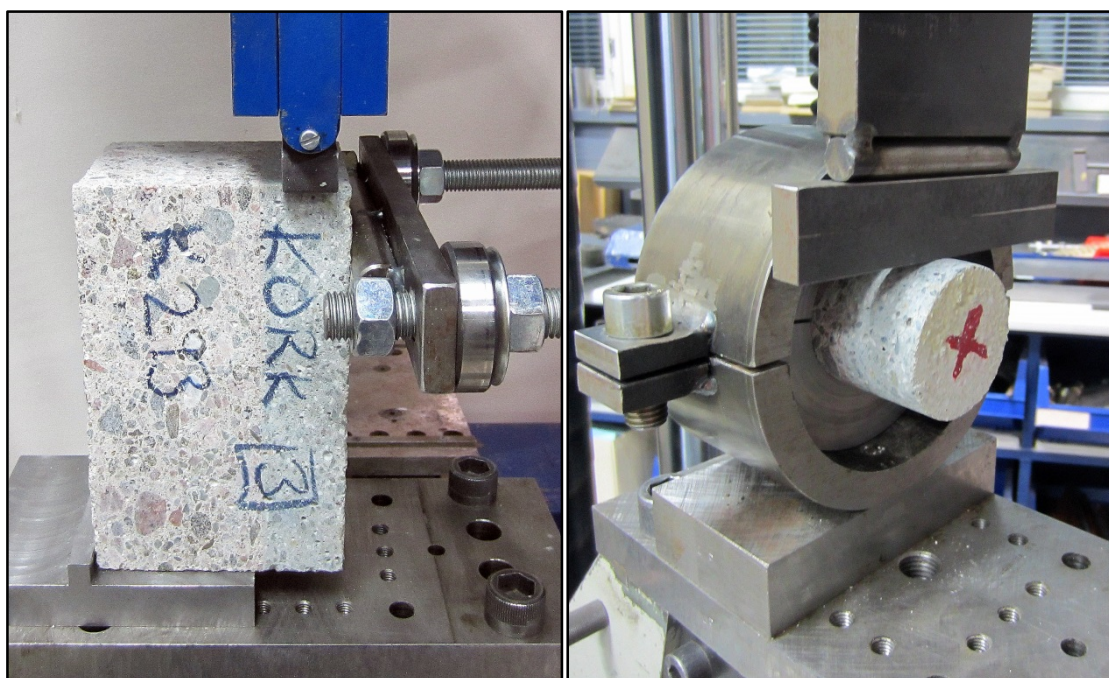
### 5.3.3 Puhdas leikkaus

Koekappaleiden KOE-2B sahaukset ja KOE-3A poraukset tehtiin betonin ollessa 40 vrk ikäistä. Koekappaleiden KOE-3B poraukset suoritettiin betonin ollessa 43 vrk ikäistä. Suorakaiteen muotoiset koekappaleet (KOE-2A/B) koestettiin betonin ollessa 51 vrk



ikäistä ja poikkileikkaukseltaan pyöreät koekappaleet (KOE-3A/B) koestettiin betonin ollessa 50 vrk ikäistä. Kaikissa puhtaan leikkauksen kokeissa käytettiin Roell+Korthaus tyyppistä kuormituskonetta, jonka maksimi kuormituskapasiteetti oli 200 kN. Kuormituskone ilmoitti kuormituksessa käytetyn voiman 0,01 kN tarkkuudella. Kaikissa kokeissa esikuormituksena käytettiin 10 N ja kuormitusnopeutena 0,2 mm/min.

Puhtaan leikkauksen kokeissa KOE-2A/B (Kuva 23 vasen puoli) käytettiin 20 mm kuormitusleveyttä. Vaakatukena koekappaleen yläpinnasta 30 mm:n etäisyydellä oli halkaisijaltaan 16 mm oleva terästanko. Vaakatuki ei sallinut vapaata liikettä pystysuunnassa, vaan terästangon ja kovabetonipintauksen välillä pystyi muodostumaan kitkaa. Pystyliikkeen kuitenkin oletettiin olevan niin vähäistä ennen kappaleen murtumista, että tämän ei oletettu vaikuttavan leikkauskokeen tuloksiin merkittävästi. Koekappaleen vasemmassa alareunassa oli korkeudeltaan 10 mm oleva tuki jolla estettiin koekappaleen alapään vaakasiirtymät kuormituksen aikana. Puhtaan leikkauksen kokeissa KOE-3A/B (Kuva 23 oikea puoli) käytettiin 10 mm kuormitusleveyttä. Koekappaleen betonipuoleinen pää oli tuettu jäykästi teräksestä tehtyyn pulteilla suljettavaan pantaan.



Kuva 23. Kuvassa on esitetty puhtaan leikkauksen koearrangementit. Vasemmalla puolella on KOE-2A/B:ssä ja oikealla puolella KOE-3A/B:ssä käytetty koearrangementit.

Koekappale KOE-3A-1 oli vaurioitunut ja tämän johdosta kyseisestä koekappaleesta ei saatu kuormitustulosta. Kyseisessä koekappaleessa betonin ja kovabetonipintauksen välissä oli nähtävissä halkeama jo 10 N esikuormituksen aikana ja tästä johtuen koekappale jätettiin huomioimatta.

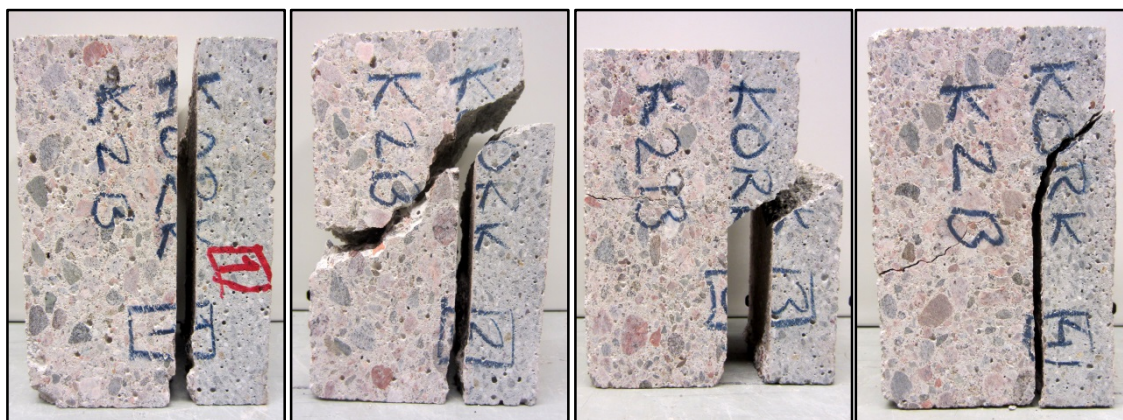
Koekappaleiden KOE-2A leikkautuminen kuormituksessa tapahtui kaikissa koekappaleissa betonin ja kovabetonipintauksen välisenä leikkausmurtona. Murtumistapa oli suurimmalta osin betonin ja tartuntalaastin välinen adheesiomurto (Taulukko 6). Jokaisessa kokeen KOE-2A koekappaleessa oli havaittavissa myös vähän tyypiltään betonin tai kovabetonipintauksen koheesiomurtona tapahtunutta leikkausta. Leikkautuvan tason alueilla, missä tapahtui betonin koheesiomurtoa, ei tullut näkyviin suurta runkoainesta.



Taulukko 6. Taulukossa on esitetty betonin ja kovabetonipintausten välinen murtumistapa koekappaleissa KOE-2A, KOE-2B, KOE-3A ja KOE-3B.

Leikkauskoe	Kappaleen nro.	A [%]	A/B [%]	B [%]	B/C [%]	C [%]
KOE-2A	1	10	80	-	10	-
	2	10	90	-	-	-
	3	10	80	-	10	-
	4	10	80	-	10	-
	5	5	75	-	10	10
KOE-2B	1	10	90	-	-	-
	2	40	50	-	10	-
	3	10	90	-	-	-
	4	40	60	-	-	-
KOE-3A	1	20	80	-	-	-
	2	-	100	-	-	-
	3	-	100	-	-	-
	4	100	-	-	-	-
KOE-3B	1	60	40	-	-	-
	2	50	50	-	-	-
	3	100	-	-	-	-
	4	40	60	-	-	-

Koekappaleiden KOE-2B murtomekanismi ei ollut yhtä puhdas betonin ja kovabetonipintausten välinen leikkausmurto kuin tapauksessa KOE-2A (Taulukko 6). Pääsääntöisesti koekappaleet murtuivat betonin ja kovabetonipintausten välisenä leikkausmurtona, mutta vasta kovabetonipintausten olevan vaakatuon alapuolelta (Kuva 24). Suurta runkoainetta tuli paljon näkyviin alueilla missä koekappaleiden leikkausmurto tapahtui betonin koheesiomurtona. Pääsääntöisesti näillä alueilla suuri runkoaine oli pysynyt ehjänä, mutta koekappaleessa KOE-2B-2 oli tapahtunut murtumista myös itse runkoaineessa.



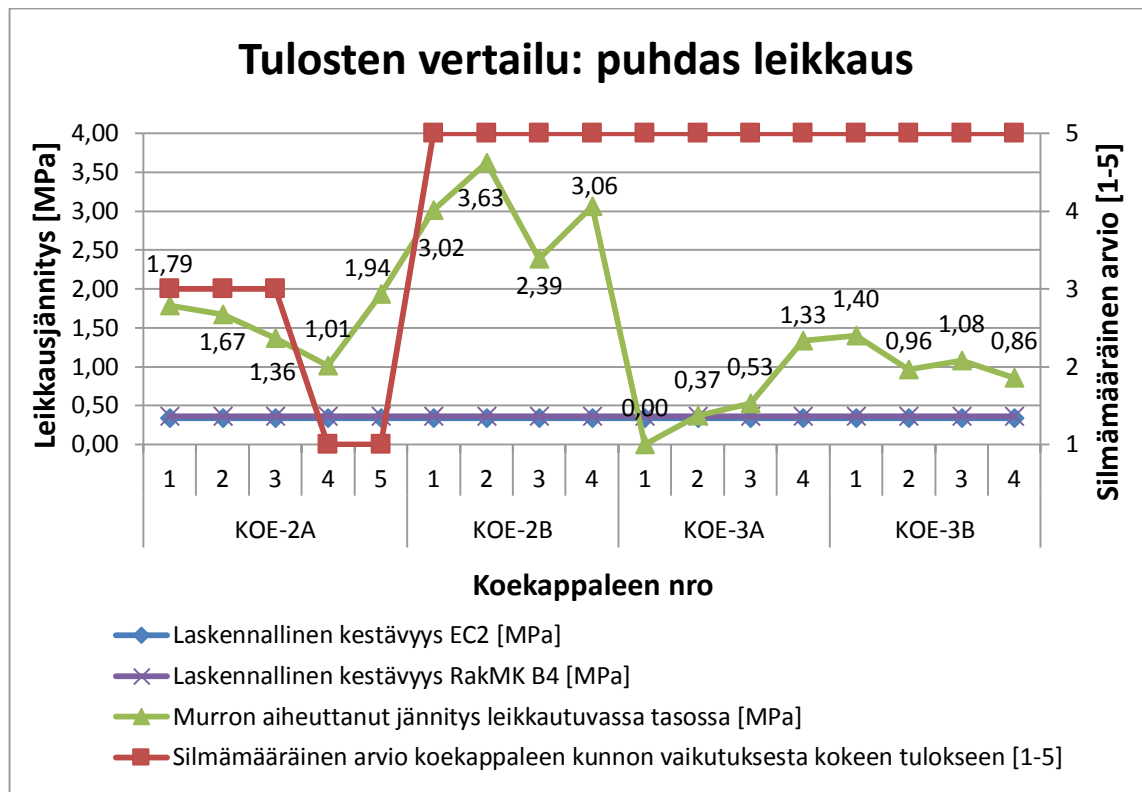
Kuva 24. Kuvassa on koestetut KOE-2B koekappaleet. Koekappaleet ovat numeronsa mukaisessa järjestyksessä oikealta vasemmalle. Betonin ja kovabetonipintausten rajapinnan pinta-alasta on leikkautunut: KOE-2B-1 100%, KOE-2B-2 80%, KOE-2B-3 60% ja KOE-2B-4 60%.

Koekappaleiden KOE-3A leikkausmurrin tyyppi oli pääsääntöisesti betonin ja tartunta-laastin välinen adheesiomurto (Taulukko 6). Ainoastaan koekappaleen KOE-3A-4 mur-

tui täysin betonin koheesiomurtona tuen läheisyydestä. Tässä tapauksessa betonissa tuli esiin isoa runkoainesta, mutta runkoaines ei ollut rikkoutunut.

Koekappaleiden KOE-3B leikkausmurron tyyppi oli pääsääntöisesti betonin koheesiomurto (Taulukko 6). Kaikissa muissa koekappaleissa paitsi KOE-3B-4:ssä näkyy betonin koheesiomurrion alueilla suurta runkoainesta. Runkoaines ei ole mennyt missään koekappaleessa rikki vaan murtopinta on edennyt runkoaineen pintoja pitkin.

Leikkausjännitysten keskiarvot vaihtelevat huomattavasti eri kokeiden välillä. Mitattujen leikkausjännitysten keskiarvot ovat 1,6 MPa (KOE-2A), 3,0 MPa (KOE-2B), 0,7 MPa (KOE-3A) ja 1,1 MPa (KOE-3B) (Kaavio 3). Koekappaleiden laskettu otoskeskihajonta on vastaavasti puolestaan 0,37 MPa, 0,51 MPa, 0,52 MPa ja 0,24 MPa.



Kaavio 3. Kaaviossa on esitetty puhdas leikkaus -tulosten vertailu laskennalliseen kestävyYTEEN sekä silmämääräinen arvio koekappaleen kunnon vaikutuksesta kokeen tulokseen.

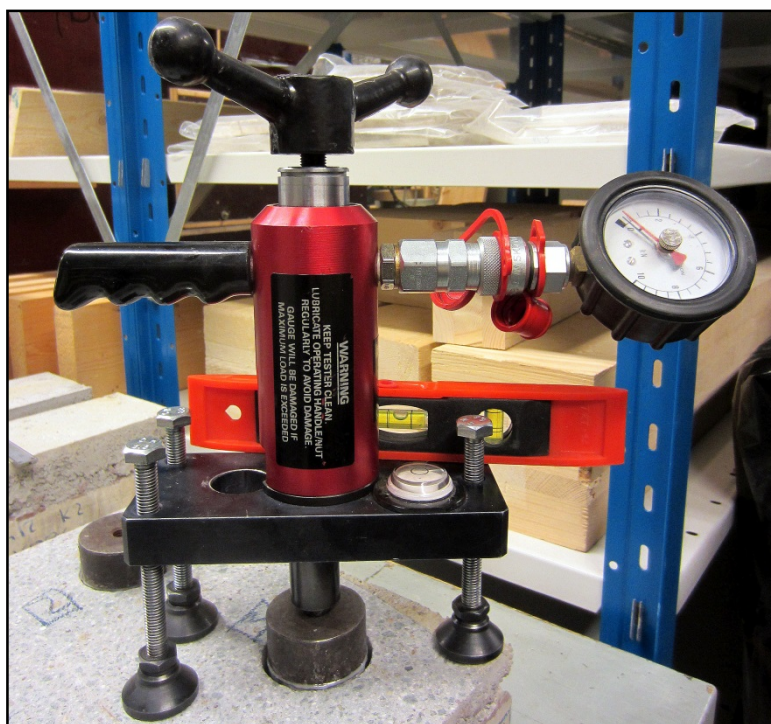
Silmämääräisen arvioinnin mukaan koekappaleiden kunto oli hyvä lukuun ottamatta KOE-2A:n koekappaleita. Verrattaessa KOE-2A ja KOE-2B leikkausjännityksen tuloksia keskenään voidaan todeta, että koekappaleiden KOE-2A huono kunto vaikuttaa laskevasti myös leikkauskestävyyden suuruuteen. Koekappaleiden KOE-3A ja KOE-3B välisiä eroja ei puolestaan pysty selittämään ulkopuolisen tarkastelun perusteella. Näissä kokeissa käytetyt lieriöt on porattu eri betonikappaleista, joten ero leikkauskestävyydessä voi johtua näiden betonikappaleiden betonin ja tartuntalaastin välisen tartunnan eroista. Tehtyjen kokeiden tulosten perusteella kohtisuoralla vetokokeella ei ole heikentävää vaikutusta vetokokeen vierestä porattavan koelieriön leikkauskestävyyteen.

Koekappaleilla KOE-2A/B saavutettiin selvästi suurempi leikkauskestävyys kuin koekappaleilla KOE-3A/B. Tämä oli myös hyvin odotettavaa, sillä KOE-2A/B koejärjestyksessä betonin ja kovabetonipintausten väliseen rajapintaan muodostuu myös betonin ja kovabetonipintausten välistä rajapintaa vastaan kohtisuoraa jännitystä vaakasuuntaisesti.

ta tuesta johtuen. Leikkautuvaan tasoon nähden kohtisuora jännitys parantaa leikkauskestävyyttä kitkavaikutuksen ansiosta. Koekappaleilla KOE-3A/B puolestaan leikkautuvaan tasoon syntyy leikkausjännityksen lisäksi momenttia, joka heikentää materiaalien välistä leikkauskestävyyttä. Kaikilla koekappaleilla saavutettiin suunnittelunormeja parempi leikkauskestävyys. Suunnittelunormien mukaiset leikkauskestävyydet olivat 0,34 MPa (EC2) ja 0,38 MPa (RakMK B4). Suunnittelunormien mukaisten kestävyysien laskennassa on käytetty materiaalien ominaisarvoja.

### 5.3.4 Kohtisuora veto

Kohtisuorassa vetokokeessa betonipinnan tasoitus ja vetokoekappaleen poraus tehtiin betonin ollessa 40 vrk ikäistä. Vetokokeet suoritettiin standardin SFS-EN 1542 mukaisesti (21). Vedossa käytettävän teräsnapin liimaus tehtiin betonin ollessa 41 vrk ikäistä. Teräsnapin liimauksessa käytettiin epoksiliimaa. Vetokokeet suoritettiin betonin ollessa 43 vrk ikäistä. Vetokokeessa käytettiin vetolaitetta, missä vetävän voiman lisäys tapahtui käsin (Kuva 25). Vetävää voimaa pyrittiin lisäämään tasaisesti, mutta voiman lisäys tapahtui arviolta hieman nopeammin kuin standardissa SFS-EN 1542 on määritetty kuormanlisäysnopeudeksi. Vetävän voiman oikea suuntaus varmistettiin vatupassin avulla. Vetävän voiman suuruuden mittaamiseen käytettiin mittaria, jonka mittaasteikko oli 0-10 kN. Mittaria pystyi lukemaan 0,1 kN tarkkuudella. Poraus ulottui kovabetonipintausten yläpinnasta  $15 \pm 2$  mm syvyyteen.



Kuva 25. Kuvassa on esitetty kohtisuoran vetokokeen (KOE-4) koejärjestely.

Vetokokeita oli suunnitelman mukaan tarkoitus tehdä neljä kappaletta. Ensimmäisen vetokokeen yhteydessä kuitenkin havaittiin, että vetolaitteessa on häiriö minkä johdosta mittarin lukema ei noussut yli 0,4 kN. Laitteen virheellisen toiminnan johdosta ensimmäisen vetokappaleen tulos jätettiin huomioimatta.

Koekappaleissa 1 ja 2 murtuminen tapahtui suurimmalta osin betonin ja laastin välisenä adheesiomurtona (Taulukko 7). Koekappaleessa 3 oli tapahtunut myös suurin osa mur-

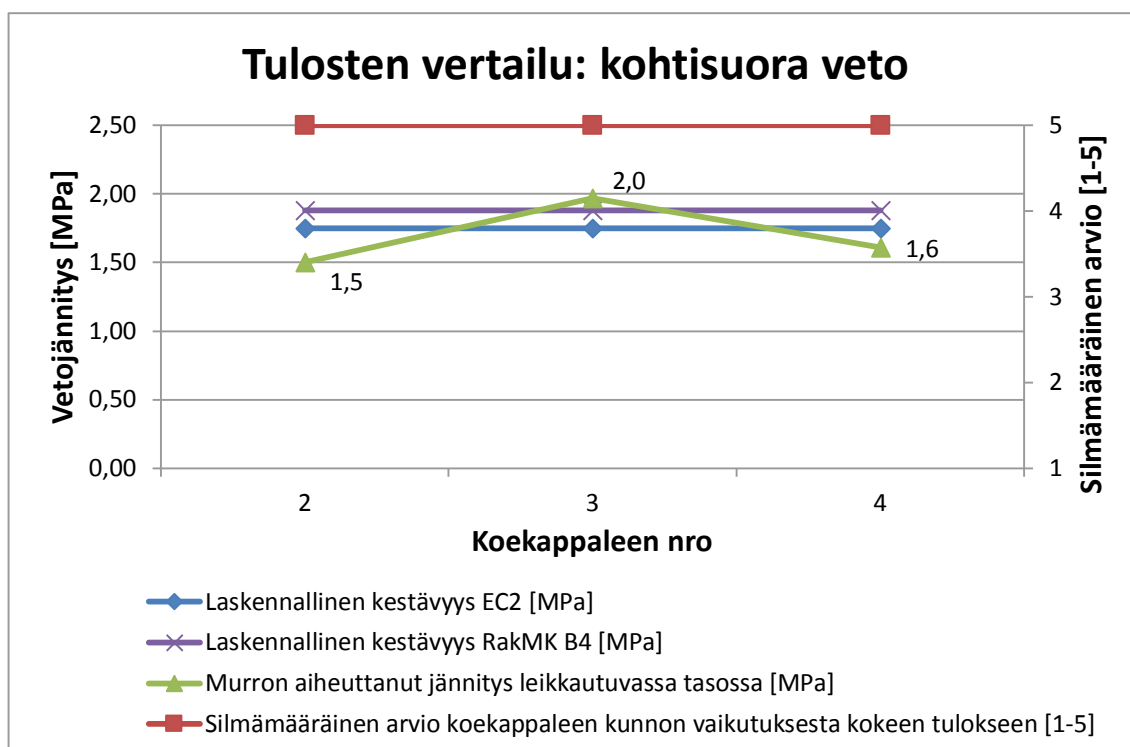
rosta betonin ja laastin välisenä adheesiomurtona, mutta myös merkittävä osa betonin koheesiomurtona. Koekappaleessa 3 betonin koheesiomurto paljasti betonista isoa runkoainesta joiden pinnan mukaisesti murto oli tapahtunut. Koekappaleessa 4 oli myös paljastunut isoa runkoainesta betonin koheesiomurron yhteydessä, mutta tässä tapauksessa murtumista oli tapahtunut myös runkoaineessa.

*Taulukko 7. Taulukossa on esitetty betonin ja kovabetonipintauksen välinen murtumistapa KOE-4 koekappaleissa.*

Kappaleen nro.	A [%]	A/B [%]	B [%]	B/C [%]	C [%]
1	20	80	-	-	-
2	5	95	-	-	-
3	40	50	-	10	-
4	80	20	-	-	-

Tartunta kovabetonipintauksen ja tartuntalaastin välillä onnistui hyvin. Betonin ja tartuntalaastin välistä tartuntaa olisi todennäköisesti voinut parantaa kasvattamalla betonipinnan karheutta. Betonipinnan karheutta lisäämällä ei kuitenkaan olisi välttämättä parannettu vetokestävyyttä merkittävästi, sillä nykyiselläkin betonin ja tartuntalaastin välisellä tartunnalla päästiin lähelle EC2:n mukaista betonin ominaisvetolujuutta.

Koekappaleiden kunto oli silmämääräisen arvioin mukaan hyvä. Vetokokeiden tulosten keskiarvoksi saatiin 1,7 MPa, joka vastaa hyvin suunnittelunormien mukaista betonin ominaisvetolujuutta 1,70 MPa (EC2) ja 1,88 MPa (RakMK B4) (Kaavio 4). Suunnittelunormien mukaisten ominaisvetolujuuksien määrittäminen on esitetty liitteessä 1. Vetokokeiden otoskeskihajonta oli 0,24 MPa. Vetokokeiden toteutus onnistui hyvin ja tulokset vastasivat täysin EC2:n mukaista betonin ominaisvetolujuuden avulla laskettua vetokestävyyttä.



Kaavio 4. Kaaviossa on esitetty vetokokeiden tulosten vertailu laskennalliseen kestävyys-  
teen sekä silmämääräinen arvio koekappaleen kunnon vaikutuksesta kokeen tulokseen.

### 5.3.5 Vinoleikkaus

Vinoleikkauskokeet toteutettiin betonin ollessa 43 vrk ikäistä. Vinoleikkauskokeet toteutettiin standardin SFS-EN 12615 mukaisesti (22). Vinoleikkauskokeissa käytettiin Roell+Korthaus tyyppistä kuormituskonetta, jonka maksimi kuormituskapasiteetti oli 200 kN. Kuormituskone ilmoitti kuormituksessa käytetyn voiman 0,01 kN tarkkuudella. Esikuormituksena vinoleikkauskokeessa käytettiin 200 N ja kuormitusnopeutena 0,2 mm/min. Kuormitus tuotiin koekappaleen yläpäähän tasan jakautuneena kuormana. Koekappaleen yläpuolinen osa oli kiinnitetty kuormituskoneeseen kahden köyden avulla (Kuva 26), jotta murtotilanteen jälkeen koekappaleet välttyisivät ylimääräisiltä kolhuilta.





Kuva 26. Kuvassa on esitetty vinoleikkauskokeen koejärjestely ja kaksi erilaista koekappaleiden murtotapaa. Vasemmalla on esitetty koejärjestely yleisesti. Keskellä on murtoon ajettu koekappale, missä näkyy selvästi betoniin syntynyttä halkeilua. Oikealla on murtoon ajettu koekappale, missä murtuminen on tapahtunut betonin ja kovabetonipintausten välisenä leikkausmurtona.

Koekappaleiden 1-4 murtuminen alkoi pääsääntöisesti betonin koheesiomurtona. Tämän oletetaan johtuvan siitä, että kovabetonipintauksessa valun yläpinta oli huomattavasti tiiviimpää kuin valun alapinta. Kyseiset erot kovabetonipintausten laadussa johtaa siihen, että suurin osa kuormasta keskittyy paremmin tiivistyneen kovabetonipintausten puolelle ja aiheuttaa materiaalien väliseen saumaan jännityskeskittymän joka rikkoo betonin (Kuva 26, keskimäinen koekappale). Suurta runkoainetta tuli paljon näkyviin alueilla missä leikkausmurto tapahtui betonin koheesiomurtona. Näillä alueilla suuri runkoaine oli pysynyt ehjänä ja murtuminen oli edennyt runkoaineen pintojen mukaisesti.

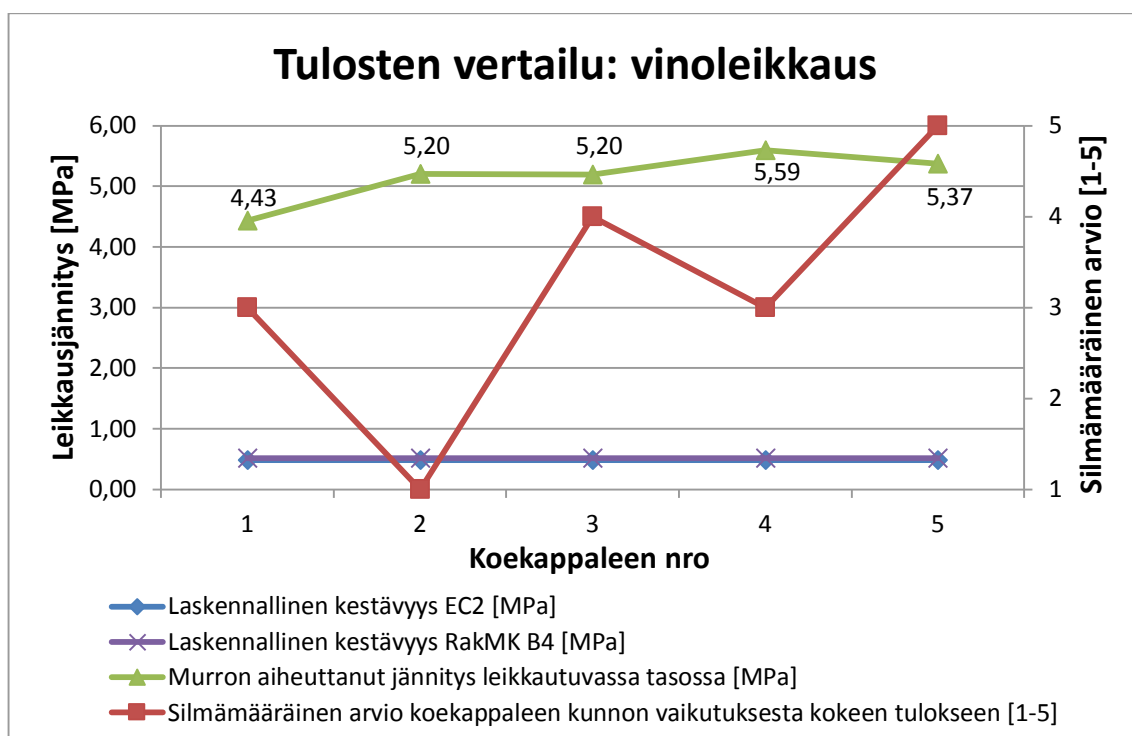
Koekappaleessa 5 kovabetonipintausta oli tiivistynyt hyvin valun ylä- ja alapinnasta (Kuva 26, oikeanpuoleinen koekappale). Hyvän tiivistymisen ansiosta voidaan olettaa, että myös leikkausjännitysjakauma betonin ja kovabetonipintausten välillä oli tasaisempi kuin muissa tapauksissa. Kyseisessä koekappaleessa murtuminen tapahtui melko puhtaasti betonin ja kovabetonipintausten välisenä leikkausmurtumisena.

Merkittävä murtumistapa KOE-5 betonin ja kovabetonipintausten saumassa oli tartuntalaastin ja kovabetonipintausten välinen adheesiomurto (Taulukko 8). Tähän voi vaikuttaa merkittävästi kovabetonin pääsääntöisesti huono tiivistyminen valun alapinnasta. Myös kovabetonipintausten valujärjestyksellä voi olla vaikutusta. Koekappaleiden KOE-5 kovabetonipintausta valettiin viimeisenä kaikista koekappaleista, jolloin tartuntalaasti oli jo ehtinyt hieman kuivua ensimmäisten koekappaleiden valuun verrattuna. Kuivunut tartuntalaasti voi vaikuttaa heikentävästi tartuntalaastin ja kovabetonipintausten väliseen tartuntaan.

Taulukko 8. Taulukossa on esitetty betonin ja kovabetonipintauksen välinen murtumistapa KOE-5 koekappaleissa.

Kappaleen nro.	A [%]	A/B [%]	B [%]	B/C [%]	C [%]
1	20	30	-	50	-
2	40	10	-	50	-
3	10	30	-	60	-
4	30	20	-	50	-
5	5	40	20	30	5

Vinoleikkauskokeessa käytettyjen koekappaleiden kunto arvioitiin silmämääräisesti pääsääntöisesti melko huonoksi. Erot koekappaleiden mittaustuloksissa eivät kuitenkaan olleet yhtä suuria kuin silmämääräisen tarkastelun perusteella oli odotettavissa. Koekappaleiden murren aiheuttaneiden leikkausjännityksien keskiarvo oli 5,16 MPa ja otoskeskihajonta 0,44 MPa. Todellisten leikkausjännityksien keskiarvo oli siis moninkertaisesti suurempi, kuin suunnittelunormien mukainen laskennallinen leikkauskestävyys 0,49 MPa (EC2) ja 0,54 MPa (RakMK B4) (Kaavio 5).



Kaavio 5. Kaaviossa on esitetty vinoleikkauskokeiden tulosten vertailu laskennalliseen kestävyYTEEN sekä silmämääräinen arvio koekappaleen kunnon vaikutuksesta kokeen tulokseen.

## 6 FEM-analyysi

Koekappaleista KOE-2A, KOE-2B, KOE-3A/B sekä KOE-5 tehtiin kolmiulotteinen malli, jonka avulla analysoitiin eri koejärjestelyissä vallitsevia leikkaus- ja normaalijännitysjakautumia betonin ja kovabetonipintauksen välisessä rajapinnassa. Koekappaleesta KOE-1 ei tehty vastaavaa analyysiä, sillä tässä tapauksessa jännitysjakautumaan vaikuttaa merkittävästi myös taivutuksesta betoniin syntyvä halkeilu. Betonin halkeilun huomiointi FEM-analyysissä oli rajattu pois työn sisällöstä.

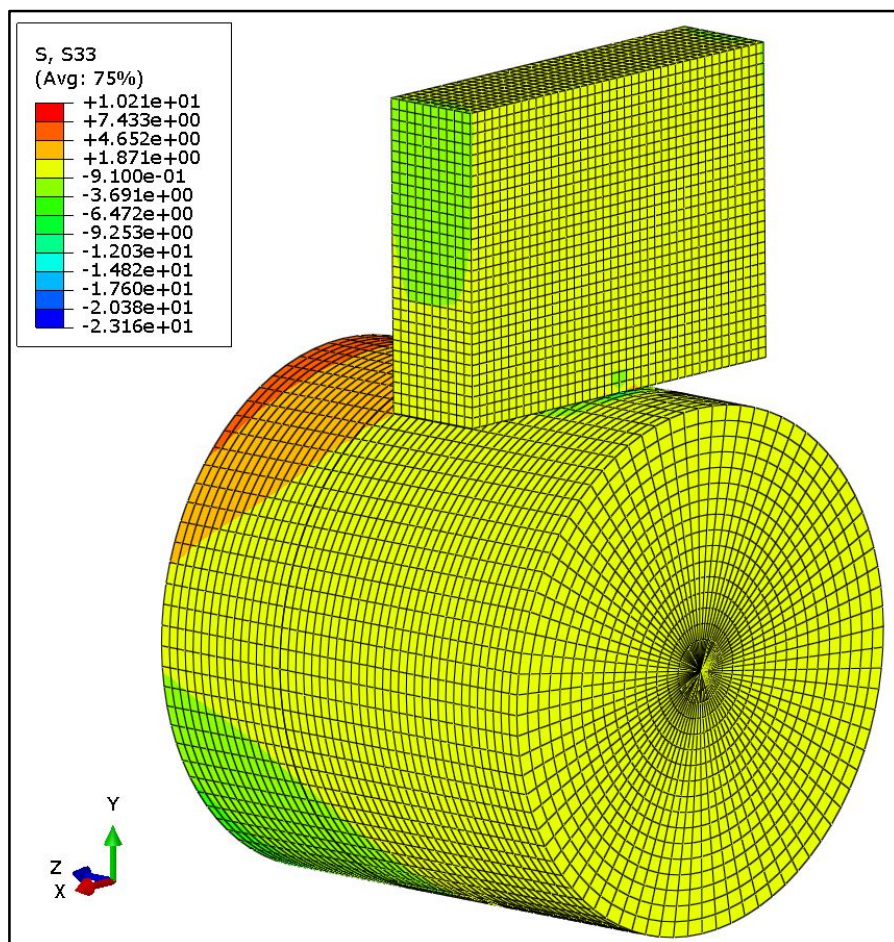
## 6.1 Käytetyt asetukset

FEM-analyysissä käytettiin Abaqus 6.14-1 –ohjelmistoa. Materiaalien käyttäytyminen oletettiin kaikissa tilanteissa elastiseksi ja tyypiltään isotrooppiseksi. Kimmokertoimina käytettiin kokeiden perusteella saatuja arvoja, jotka olivat betonilla 21,7 GPa ja kovabetonipintauksella 32,4 GPa. Poissonin lukuna molemmille materiaaleille käytettiin arvoa 0,2. Poikkileikkauksen luonnissa käytettiin luokkaa ”Solid” ja tyyppiä ”Homogeneous”.

Laskentaverkkona käytettiin kahta erilaista tyyppiä. Toinen laskentaverkko oli muodoltaan ”Wedge” ja tekniikaltaan ”Sweep”, tätä tyyppiä käytettiin koekappaleessa KOE-3 sylinterin keskiosassa. Kaikissa muissa tapauksissa käytettiin laskentaverkon tyyppiä, joka oli muodoltaan ”Hex” ja tekniikaltaan ”Structured”. Betonin ja kovabetonipintauksen rajapinta toteutettiin muusta kappaleesta tiheämmällä laskentaverkolla, jotta laskennassa esiintyvien epätarkkuuksien määrä saataisiin minimoitua.

Koekappaleiden kuormana FEM-analyysissä käytettiin kussakin kokeessa saatujen todellisten maksimivoimien keskiarvoa. Nämä maksimivoimien keskiarvot ovat 31,38 kN (KOE-2A), 39,38 kN (KOE-2B), 1,8 kN (KOE-3A/B) ja 119,12 kN (KOE-5). Koekappaleessa KOE-3A/B käytettiin kuorman välitykseen apuna lattaterästä, jonka yläosaan kuorma lisättiin tasan jakautuneena (Kuva 27). Näin voitiin varmistaa, että kuormitustapa vastaa mahdollisimman tarkasti todellisissa kokeissa käytettyä kuormitusta. Lattateräkselle oli sallittu liikettä ainoastaan y-suunnassa. Kaikilla muilla koekappaleilla kuorma lisättiin tasan jakautuneena paineena todellisten kokeiden mukaiselle alueelle.





Kuva 27. Koekappaleen KOE-3A/B kuormitustapa. Kuvassa on betonista ja kovabetonipintauksesta koostuva sylinteri sekä kuorman välityksessä käytetty lattateräs.

Betonin ja kovabetonipintauksen välisessä tartunnassa käytetyt asetukset on esitetty alla. Lisäksi alla on esitetty määritykset lattateräksen ja kovabetonipintauksen väliselle vuorovaikutukselle, jota tarvitaan koekappaleessa KOE-3A/B. Betonin ja kovabetonipintauksen välisen tartunnan sekä kovabetonipintauksen ja teräksen välisen vuorovaikutuksen asetuksista on esitetty vain kohdat, jotka poikkeavat oletusarvoista.

Betonin ja kovabetonipintauksen välisen vuorovaikutuksen ominaisuudet (interaction properties) määritettiin seuraavasti:

- Tyypiksi valittiin "Contact"
- kohtaan "Contact Property Options" valittiin "Cohesive Behavior"
- valittiin kohta "Allow cohesive behavior during repeated post-failure contacts"
- valittiin kohta "Specify the bonding node set in the Surface-to Surface Std interaction".

Varsinainen betonin ja kovabetonipintauksen välinen vuorovaikutus (Interaction) määritettiin seuraavasti:

- Tyypiksi valittiin "Surface-to-surface contact (Standard)"
- Master surface = kovabetonipintauksen pinta
- Slave surface = betonin pinta
- valittiin kohdasta "Discretization method" vaihtoehto "Node to surface"
- valittiin kohtaan "Contact interaction property" aikaisemmin luodut asetukset.

Kovabetonipintauksen ja teräksen vuorovaikutus ominaisuudet (interaction properties) määritettiin seuraavasti:

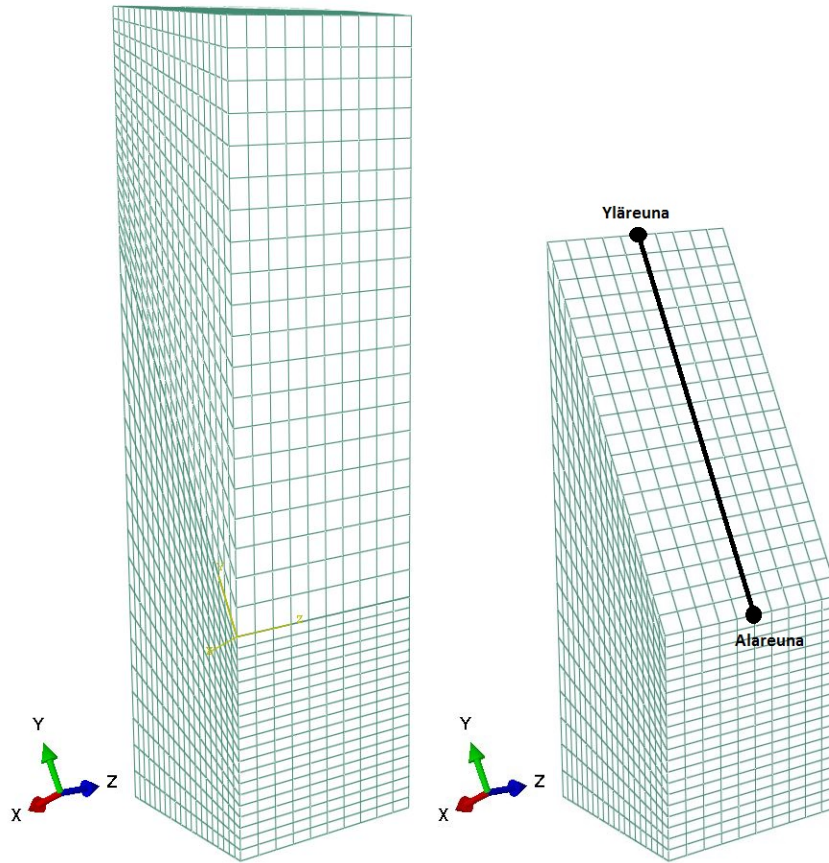
- Tyypiksi valittiin ”Contact”
- kohtaan ”Contact Property Options” valittiin ”Tangential Behavior (Frictionless)” sekä ”Normal Behavior (”Hard” Contact)”.

Varsinainen kovabetonipintauksen ja teräksen vuorovaikutus (Interaction) määritettiin seuraavasti:

- Tyypiksi valittiin ”Surface-to-surface contact (Standard)”
- Master surface = teräksen pinta
- Slave surface = kovabetonipintauksen pinta
- valittiin kohdasta ”Discretization method” vaihtoehto ”Surface to surface”
- välilehdeltä ”Surface Smoothing” valittiin kohta ”Automatically smooth 3D geometry surfaces when applicable”
- valittiin kohtaan ”Contact interaction property” aikaisemmin luodut asetukset.

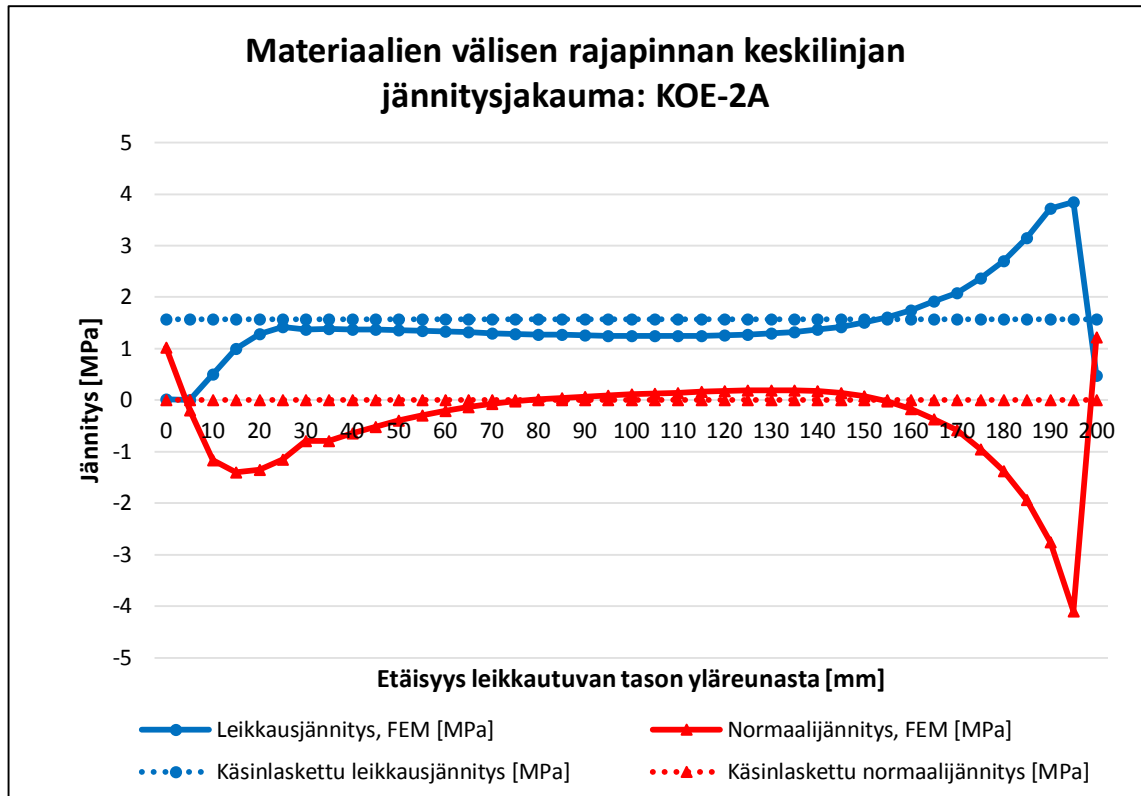
## **6.2 Jännitys jakaumat betonin ja kovabetonipintauksen rajapinnassa**

Kaavioiden (Kaavio 6 - Kaavio 9) jännitys jakaumat on määritetty betonin ja kovabetonipintauksen rajapinnan keskilinjan kohdalta (Kuva 28). Jännitys jakaumat määritettiin betonipinnan jännityksistä. Liitteessä 4 on esitetty tarkentavia kuvia mallinnetuista koe-kappaleista ja niiden jännitys jakaumista.

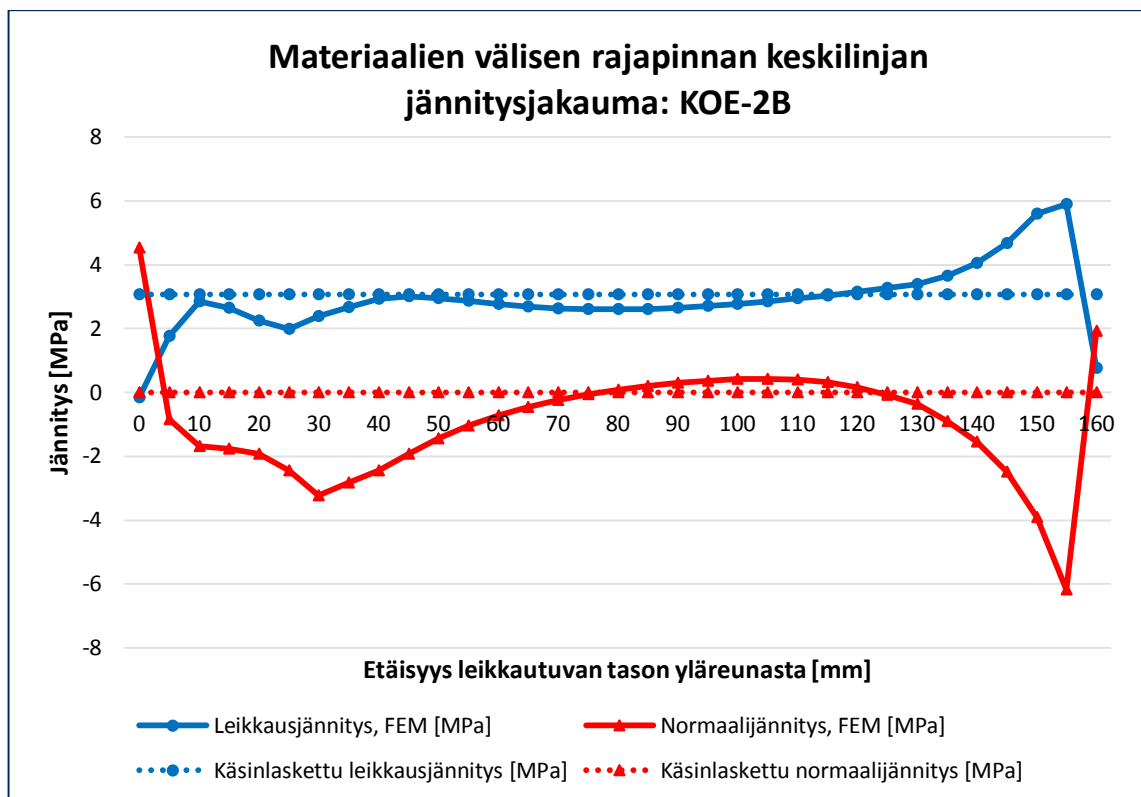


Kuva 28. Kuvassa on esitetty betonin ja kovabetonipintausten rajapinnan keskilinja koekappaleessa KOE-5. Materiaalien rajapinnan keskilinja määräytyy vastaavaan tapaan myös muissa koekappaleissa. Vasemmalla puolella koekappale on kokonaisena ja oikealla puolella on esitetty vain betonia oleva osuus.

Koekappaleiden KOE-2A ja KOE-2B jännitys jakaumat vastaavat FEM-analyysin mukaan melko hyvin toisiaan (Kaavio 6 ja Kaavio 7). Yleisesti ottaen KOE-2A:n jännitys jakaumat pysyvät kuitenkin hieman vakaampina kuin KOE-2B:n jännitys jakaumat. Kummassakin tapauksessa koekappaleen ala- ja yläreunaan syntyy hieman tasoa vastaan kohtisuoraa vetoa. Tämän lisäksi kummassakin tapauksessa koekappaleen alareunaan syntyy leikkaus- ja normaalijännitys keskittymät. Koekappaleen KOE-2B ohuempi kovabetonipintausta johtaa siihen, että materiaalien rajapinnassa normaalijännitykseen syntyy suurempi piikki yläreunasta 30 mm etäisyydellä olevan vaakatuken kohdalle. Tämä normaalijännityksen piikki todennäköisesti vaikutti siihen, että kolmessa neljästä KOE-2B:n koekappaleesta oli havaittavissa vaakasuuntaisia halkeamia kyseisen vaakatuken kohdalla.



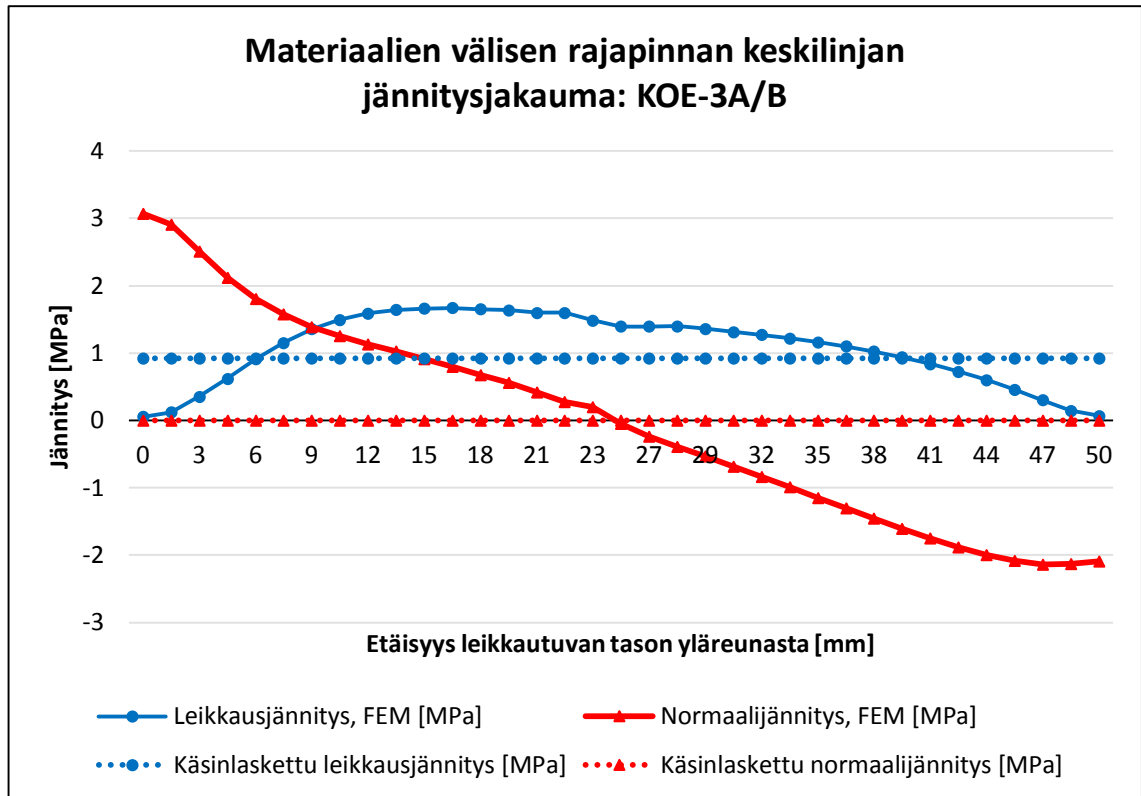
Kaavio 6. Kaaviossa on esitetty koekappaleen KOE-2A FEM-analyysin mukaiset betonin ja kovabetonipintausten välisen rajapinnan keskilinjän leikkaus- ja normaali-jännitys jakaumat. Tämän lisäksi kaaviossa on esitetty vastaavat käsinlasketut leikkaus- ja normaali-jännitys jakaumat.



Kaavio 7. Kaaviossa on esitetty koekappaleen KOE-2B FEM-analyysin mukaiset betonin ja kovabetonipintausten välisen rajapinnan keskilinjän leikkaus- ja normaali-jännitys jakaumat. Tämän lisäksi kaaviossa on esitetty vastaavat käsinlasketut leikkaus- ja normaali-jännitys jakaumat.

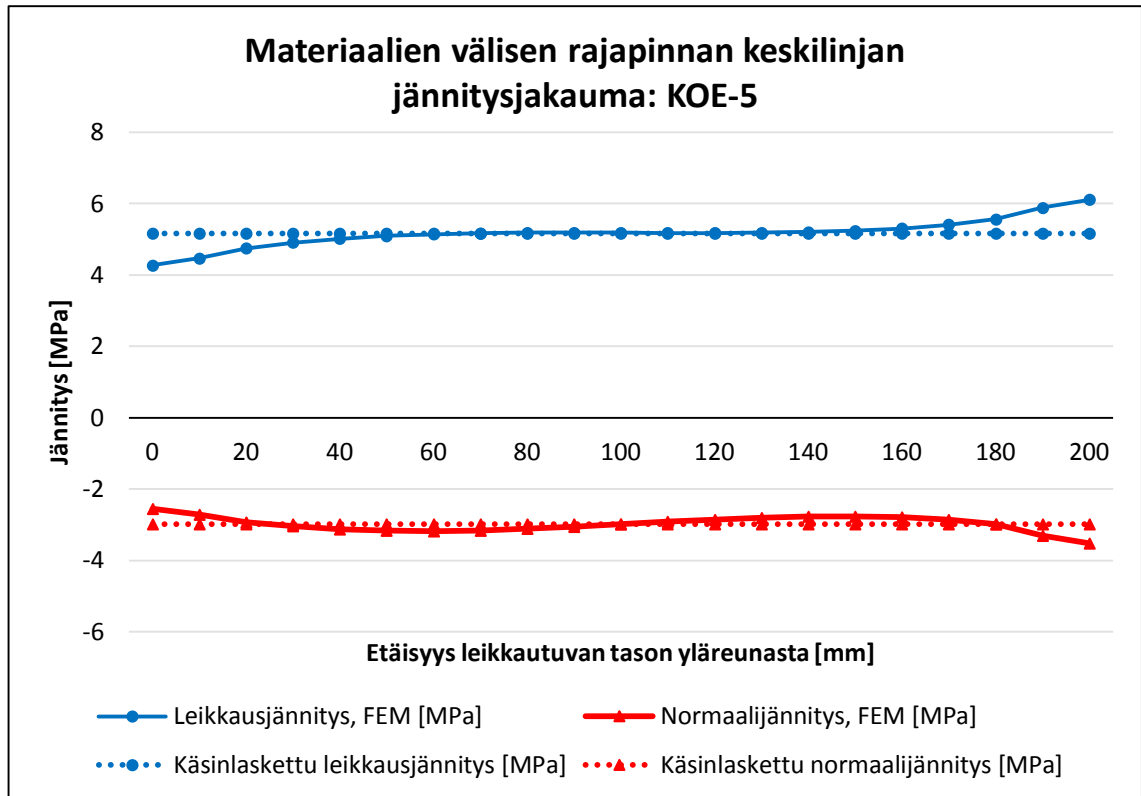
Jännityksien käsinlaskennassa ei huomioitu leikkautuvan tason normaalijännityksiä. Molemmissa koekappaleissa (KOE-2A ja KOE-2B) leikkaus- ja normaalijännitysjaumat tasaantuvat koekappaleen keskivaiheilla lähelle käsinlaskennan mukaisia arvoja (Kaavio 6 ja Kaavio 7). Koekappaleiden ylä- ja alareunassa jännitykset kuitenkin poikkeavat suuresti käsinlasketuista jännitysten arvoista. FEM-analyysin mukaisten rajapinnan keskilinjan jännitysten keskiarvot ovat leikkausjännityksen osalta 1,48 MPa (KOE-2A) sekä 2,89 MPa (KOE-2B) ja vastaavasti normaalijännitysten osalta -0,42 MPa sekä -0,89 MPa. Vastaavasti käsinlaskennan leikkausjännitykset ovat 1,57 MPa (KOE-2A) ja 3,07 MPa (KOE-2B). Käsinlasketut leikkausjännitykset rajapinnan keskilinjalla ovat siis noin 6,1 % (KOE-2A) ja 6,2 % (KOE-2B) suuremmat kuin FEM-analyysin mukaiset leikkausjännitykset. FEM-analyysin mukaisia jännitysten keskiarvoja vertailtaessa käsinlaskennan mukaisiin arvoihin havaitaan, että merkittävimmät erot ovat normaalijännitysten suuruudessa. Materiaalien välisen rajapinnan jännitysjakautumaa leikkauskokeissa KOE-2A ja KOE-2B on haastavaa laskea tarkasti käsinlaskennan avulla. Tämä johtuu koejärjestelyissä käytetyistä suhteellisen monimutkaisesta koekappaleiden tuentatavasta.

Koekappaleen KOE-3A/B:n FEM-analyysin mukaisissa jännitysjakauksissa on havaittavissa selviä eroja verrattuna yksinkertaistetussa käsinlaskennassa saatuihin jännityksiin (Kaavio 8). FEM-analyysin mukaan koekappaleen yläreunaan syntyy taivutuksesta johtuen vetoa ja vastaavasti koekappaleen alareunaan puristusta. Leikkausjännitys on nolla koekappaleen ylä- ja alareunassa ja kasvaa koekappaleen keskelle mentäessä. Nämä jännitysjakautumat ovat tyypillisiä taivutetulle poikkileikkaukselle. Käsinlaskennassa leikkausjännityksen on oletettu jakautuvan tasaisesti koko poikkileikkauksessa ja normaalivoima on oletettu nolaksi. Suurimmat erot FEM-analyysin mukaisissa jännityksissä ja yksinkertaistetusti käsinlasketuissa jännityksissä on koekappaleen ylä- ja alareunoilla. FEM-analyysin mukaisen rajapinnan keskilinjan jännitysjakautuman keskiarvot ovat 1,06 MPa (leikkausjännitys) ja -0,02 MPa (normaalijännitys). Käsinlaskennan mukainen leikkausjännitys on 0,92 MPa. Keskiarvoltaan FEM-analyysin mukainen leikkausjännitys on siis noin 15,2 % käsinlaskennan mukaista leikkausjännitystä suurempi. Jännitysjakautumia arvioitaessa on hyvä muistaa pinnan kaksiulotteisuus. Leikkausjännityksen suuruus on suurimmalla osalla materiaalien välisen rajapinnan alasta lähes yhtä suuri kuin käsinlaskettu leikkausjännitys (Liite 4, kuva 8). Tarkentamalla käsinlaskentaa on suhteellisen yksinkertaista saada rajapinnan keskilinjan jännitysjakautuma vastaamaan FEM-analyysin mukaista jännitysjakautumaa. Tämä johtuu siitä, että FEM-analyysin mukainen jännitysjakautuma vastaa tyypillistä taivutetun poikkileikkauksen jännitysjakautumaa.



Kaavio 8. Kaaviossa on esitetty koekappaleen KOE-3A/B FEM-analyysin mukaiset betonin ja kovabetonipintauksen välisen rajapinnan keskilinjän leikkaus- ja normaali-jännitys jakaumat. Tämän lisäksi kaaviossa on esitetty vastaavat käsinsinlasketut leikkaus- ja normaali-jännitys jakaumat.

Koekappaleen KOE-5 FEM-analyysin mukaiset jännitysjaumat vastaavat hyvin käsinsinlaskennan mukaisia jännityksiä (Kaavio 9). FEM-analyysin mukaan rajapinnan yläreunassa leikkaus- ja normaali-jännitys ovat matalimmillaan ja vastaavasti alareunassa korkeimmillaan. Alareunan jännityskeskittymä voi aiheuttaa koekappaleeseen paikallisen murtuman mikäli jännitykset kasvavat tarpeeksi suuriksi ennen materiaalien välisen rajapinnan leikkautumista. Käsinsinlaskennassa leikkaus- ja normaali-jännityksen oletettiin jakautuvan tasaisesti materiaalien väliselle rajapinnalle. FEM-analyysin mukaisen rajapinnan keskilinjän leikkausjännitys on 5,17 MPa ja normaali-jännitys -2,98 MPa. Käsinsinlaskennan mukainen leikkausjännitys on puolestaan 5,16 MPa ja normaali-jännitys -2,98 MPa. Keskiarvoltaan FEM-analyysin mukainen leikkausjännitys on siis noin 0,2 % käsinsinlaskennan mukaista leikkausjännitystä suurempi. Normaali-jännitysten keskiarvot rajapinnan keskilinjalla ovat puolestaan yhtä suuret FEM-analyysin ja käsinsinlaskennan mukaan. Koekappaleessa KOE-5 FEM-analyysin ja käsinsinlaskennan mukaiset jännitykset vastasivat parhaiten toisiaan.



Kaavio 9. Kaaviossa on esitetty koekappaleen KOE-5 FEM-analyysin mukaiset betonin ja kovabetonipintauksen välisen rajapinnan keskilinjän leikkaus- ja normaalijännitys jakaumat. Tämän lisäksi kaaviossa on esitetty vastaavat käsinlasketut leikkaus- ja normaalijännitysjaumat.

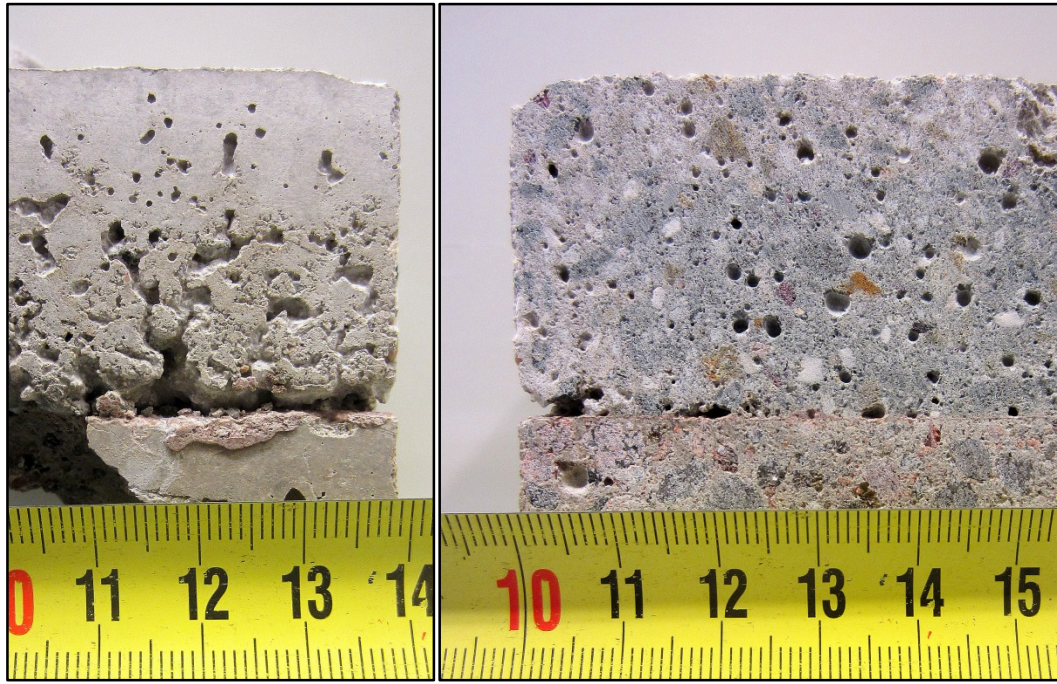
## 7 Tulosten arviointi ja vertailu

### 7.1 Koekappaleiden reunahäiriö

Koekappaleille tehtiin silmämääräinen arviointi ennen niiden koestamista. Silmämääräisen arvioinnin tavoitteena oli arvioida, kuinka paljon koekappaleen kunto vaikuttaa koetulokseen. Yhtenä merkittävänä koekappaleen tulokseen vaikuttavana tekijänä pidettiin valun yhteydessä muottia vasten syntyneen reunahäiriö vaikutusta.

Kappaleiden koestuksien jälkeen kahdesta huonokuntoiseksi arvioidusta koekappaleesta sahattiin yhteensä neljä eri näytettä. Näytteiden perusteella arvioitiin, kuinka pitkälle reunahäiriön vaikutus yletyi muotin reunasta. Koekappale KOE-5-1 (Kuva 29) sai silmämääräisen arvioinnin perusteella arvon 3, jolloin reunahäiriön arvioitiin vaikuttavan koestuksessa saatavaan tulokseen merkittävästi. Sahatusta koekappaleesta pystyi näkemään, että reunahäiriön vaikutukset yletyivät noin 5 mm etäisyydelle muotin reunasta. Kyseisessä koekappaleessa 5 mm reunahäiriö tarkoittaa betonin ja kovabetonipintauksen välisen toimivan pinta-alan pienenevän noin 7,4 %. Betonin ja kovabetonipintauksen välisen tehollisen alan pieneminen vaikuttaa suoraan materiaalien väliseen leikkauskestävyyteen. Muilla kuin KOE-1:n koekappaleilla reunahäiriön suuruutta ei voitu arvioida koekappaletta sahaamalla. Leikkauskokeista KOE-1:n koekappaleet ovat ainoita, missä reunahäiriön arvioitiin vaikuttavan koetuloksiin ja tämän lisäksi betoni ja kovabetonipintauksen tartunta ei ollut täysin pettänyt koestuksen yhteydessä.

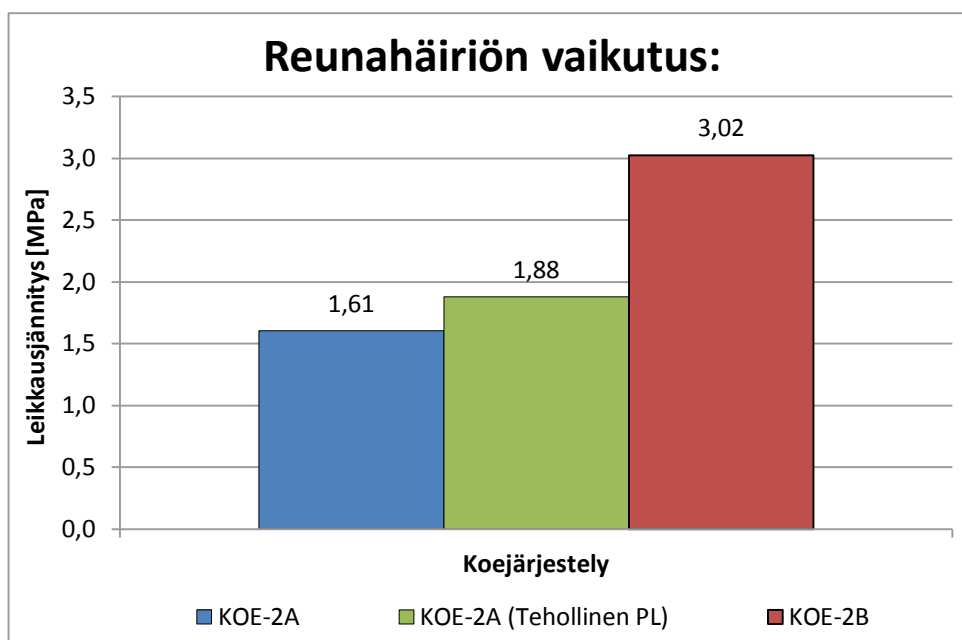




Kuva 29. Vasemmalla puolella on koekappaleen KOE-5-1 muottia vasten oleva reuna ja oikealla puolella sahaamalla tehty leikkaus samasta kohdasta.

Ainoa leikkauskoe jonka kaikissa koekappaleissa oli havaittavissa koetuloksiin silmämääräisesti arvioituna vaikuttavaa reunahäiriötä, oli leikkauskoe KOE-2A. Tässä leikkauskokeessa kolme koekappaletta sai silmämääräisen arvioinnin perusteella saman arvon kuin koekappale, jonka perusteella reunahäiriön suuruus määritettiin. Tehollisen pinta-alan mukainen leikkausjännitys näillä kolmella koekappaleella on keskimäärin 0,27 MPa suurempi, kuin ilman reunahäiriön vaikutusta laskettu leikkausjännitys (Kaavio 10). Sahatuilla ja hieman eri mitoilla toteutetuilla KOE-2B:n koekappaleilla leikkausjännityksien keskiarvo oli 3,02 MPa. Huomioimalla reunahäiriön suuruus KOE-2A:ssa jäädään kuitenkin edelleen 1,14 MPa KOE-2B:n leikkausjännityksestä. Leikkausjännityksien vertailu on hyödyllisintä näiden leikkauskokeiden välillä, sillä niiden koejärjestelyt ovat lähimpänä toisiaan ja reunahäiriön suuruuksissa on selvät erot. Tämän perusteella voidaan päätellä, että reunahäiriö ei ollut ainoa tekijä, joka aiheutti eroja leikkauskestävyyteen eri leikkauskokeiden välillä. Reunahäiriön päätellään aiheuttaneen hajontaa leikkauskokeen sisällä koekappaleiden välillä, mutta eri leikkauskokeiden välisiä leikkauskestävyyksien eroja reunahäiriö ei kuitenkaan pysty selittämään.



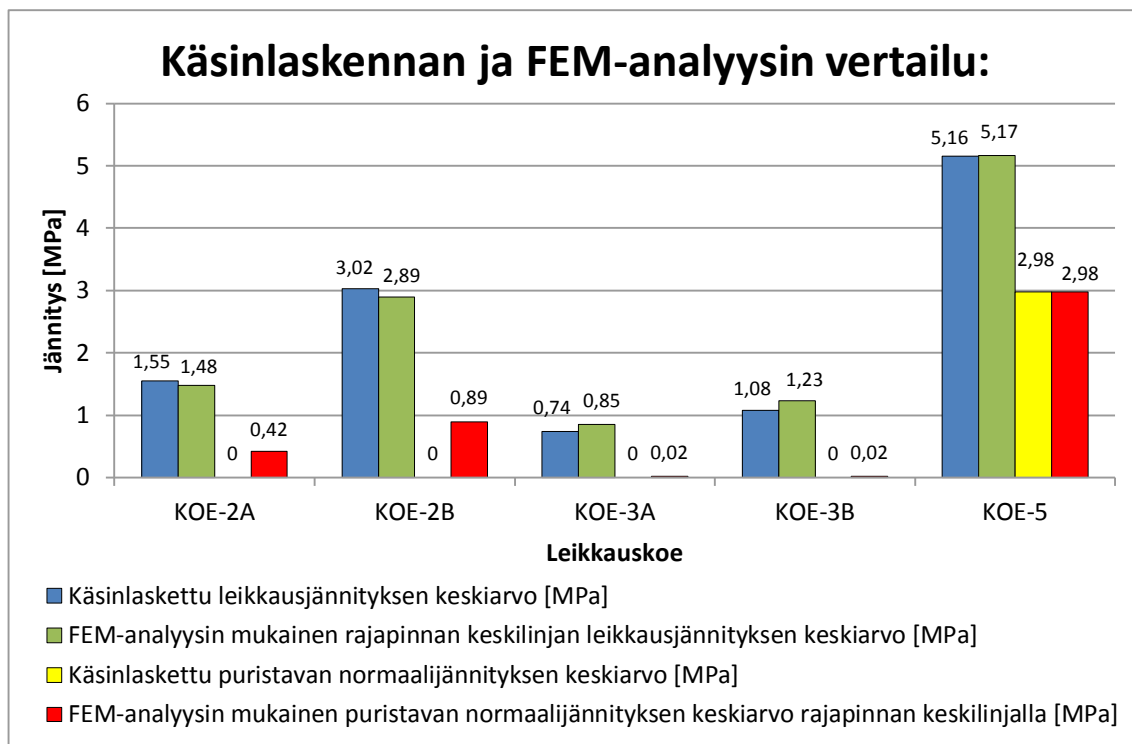


*Kaavio 10. Kaaviossa on esitetty KOE-2A:n osalta niiden koekappaleiden leikkausjännityksien keskiarvo, joiden silmämääräisen kunnon arvioinnin arvo oli 3. Leikkausjännitykset on laskettu ilman reunahäiriötä sekä reunahäiriön kanssa. Lisäksi kaaviossa on esitetty KOE-2B:n keskimääräinen leikkausjännitys.*

## 7.2 Jännitysten vertailu käsinlaskennan ja FEM-analyysin välillä

Käsinlaskennan ja FEM-analyysin jännitykset vastasivat pääsääntöisesti hyvin toisiaan. Suurimmat erot käsinlaskennan ja FEM-analyysin mukaisten jännitysten välillä oli havaittavissa leikkauskokeiden KOE-2A/B normaalijännityksissä (Kaavio 11). Käsinlaskennassa normaalijännitykset jätettiin kokonaan huomioimatta puhtaan leikkauksen tapauksissa, sillä normaalijännitysten tarkka arvioiminen analyttisesti on näissä tapauksissa suhteellisen työlästä. Leikkauskokeissa KOE-2A/B FEM-analyysin mukainen leikkautuvassa tasossa vaikuttava jännitysjakauma vaihteli kaikista eniten. Jännitysjakaumaan syntyi suuria paikallisia jännityskeskittymiä niin leikkausjännityksen kuin normaalijännityksenkin osalta (Kaavio 6 ja Kaavio 7). Nämä jännityskeskittymät aiheutuivat koekappaleen yläreunassa ja alareunassa olevista vaakatuista. Yleisesti ottaen leikkauskokeiden KOE-2A/B käsinlaskennan ja FEM-analyysin mukaiset jännitykset erosivat eniten toisistaan.

Parhaiten käsinlaskennan ja FEM-analyysin tulokset vastasivat toisiaan leikkauskokeessa KOE-5. Leikkauskokeessa KOE-5 syntyi FEM-analyysin mukaan pieniä jännityskeskittymiä rajapinnan ylä- ja alareunaan (Liite 4, kuva 11). Keskiarvoltaan jännitykset vastasivat kuitenkin lähes täysin käsinlaskennan tuloksia (Kaavio 11). FEM-analyysin perusteella luodut jännitysjakaumien muodot vastasivat hyvin myös aikaisemman tutkimuksen (5) yhteydessä havaittuja jännitysjakaumien muotoja.



Kaavio 11. Kaaviossa vertaillaan käsinlaskennan mukaisia materiaalien rajapinnassa vaikuttavia jännityksiä FEM-analyysin mukaisiin jännityksiin.

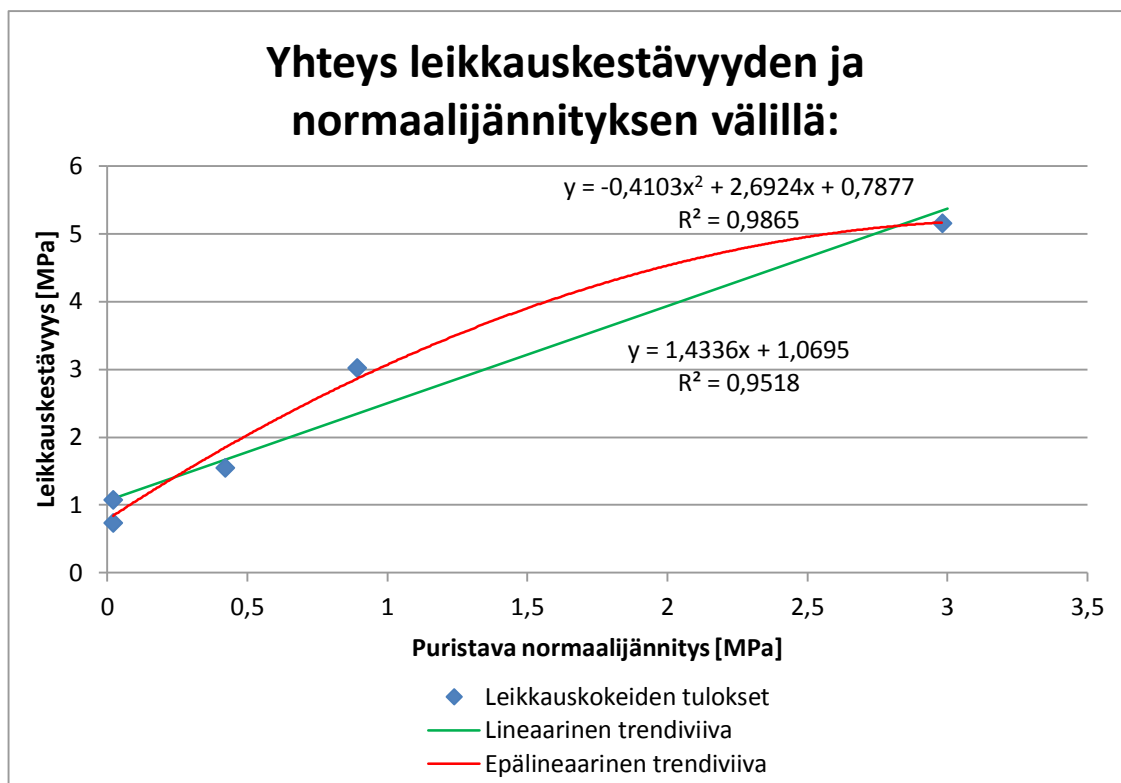
Leikkauskokeesta KOE-3A/B tehtiin yksi yhteinen FEM-analyysi, jonka kuormana käytettiin molempien leikkauskokeiden maksimikuormien keskiarvoa (1,8 kN). Molemmille leikkauskokeille on laskettu FEM-analyysin mukaisesta jännitysjakaumasta omat jännitysten keskiarvot omien maksimikuormien keskiarvojen perusteella (Kaavio 11). Näiden jännitysten laskennassa on oletettu, että jännitysjakaumien keskiarvot muuttuvat lineaarisesti kuorman muuttuessa. Leikkauskokeessa KOE-3A/B leikkausjännityksen keskiarvo on FEM-analyysin mukaan hieman käsinlaskentaa suurempi. FEM-analyysin suurempaan arvoon vaikuttaa se, että poikkileikkaukseen leikkausjännityksen keskiarvo on laskettu keskilinjän mukaisesti. Poikkileikkauksen keskilinjalle x- ja y-suunnassa syntyy leikkausjännityskeskittymä, joka kasvattaa laskettua keskimääräistä leikkausjännityksen arvoa (Liite 4, kuva 8). FEM-analyysin mukaan normaalijännityksen keskiarvo on likimain nolla. Tämä johtuu siitä, että koekappaleen yläpintaan syntyy taivutuksesta vetoa ja alapintaan puristusta jolloin puristava- ja vetävä jännitys kumoavat toisensa jännityksen keskiarvoa laskettaessa. FEM-analyysin mukaan leikkautuvaan tasoon (KOE-3A/B) syntyy normaalijännityskeskittymät poikkileikkauksen ylä- ja alareunaan. Leikkausjännitys on puolestaan lähes nolla poikkileikkauksen ylä- ja alareunoissa. Poikkileikkauksen pyöreästä muodosta johtuen, normaalijännitysten maksimit ja leikkausjännityksen minimi vaikuttavat kuitenkin suhteellisen pienellä poikkileikkauksen alalla.

Vertailtaessa käsinlaskennan ja FEM-analyysin mukaisia jännitysjakaumien keskiarvoja tulokset vastaavat pääsääntöisesti hyvin toisiaan. Käsinlaskennassa ei kuitenkaan havaita kaikkia materiaalien väliseen rajapintaan todellisuudessa syntyviä jännityskeskittymiä laskennassa tehtävien oletusten ja yksinkertaistusten johdosta. Leikkauskokeiden keskinäistä vertailua sekä leikkauskokeiden toimivuutta arvioitaessa FEM-analyysin hyödyntäminen on erittäin suositeltavaa.

### 7.3 Leikkautuvan tason normaalijännityksen vaikutus leikkauskestävyyteen

Leikkauskestävyys oli toisissa kokeissa jopa yli kuusi kertaa suurempi kuin toisissa kokeissa. Käytetyn leikkauskokeen tyyppi vaikuttaa selvästi leikkauskestävyyden suuruuteen. Leikkauskestävyyden on havaittu olevan voimakkaasti riippuvainen käytetystä leikkauskokeesta myös aikaisemmissa tutkimuksissa (1, 2). Mitä suurempi käsinlaskennassa saatu leikkauskestävyys on, niin sitä suurempi on myös FEM-analyysin mukainen rajapinnan keskilinjan normaalijännityksen keskiarvo (Kaavio 12). Leikkauskestävyyden ja leikkautuvan tason normaalijännityksen välillä on saatujen tulosten perusteella havaittavissa siis selvä yhteys.

Suunnittelunormeissa yhteys leikkauskestävyyden ja normaalijännityksen välillä on oletettu lineaariseksi. Oletettaessa lineaarinen yhteys leikkauskestävyyden ja normaalijännityksen välillä, saadaan koetulosten perusteella muodostettua yhtälö ( $y = 1,4336x + 1,0695$ ), joka korreloi hyvin ( $R^2 = 0,9518$ ) kokeiden tulosten kanssa (Kaavio 12). Oletettaessa puolestaan epälineaarinen yhteys leikkauskestävyyden ja normaalijännityksen välillä, saadaan kokeiden perusteella muodostettua toisen asteen yhtälö ( $y = -0,4103x^2 + 2,6924x + 0,7877$ ), joka korreloi kokeiden tulosten kanssa paremmin ( $R^2 = 0,9865$ ) kuin lineaarinen yhteys (Kaavio 12). Näiden yhtälöiden ei voida olettaa antavan luotettavia leikkauskestävyyden arvoja kokeista poikkeavilla normaalijännityksillä.



Kaavio 12. Kaaviossa on esitetty lineaarisen sekä epälineaarisen normaalijännityksen ja leikkauskestävyyden välisen yhteyden trendiviivat. Arvoina on käytetty leikkauskokeiden KOE-2A, KOE-2B, KOE-3A, KOE-3B ja KOE-5 sekä FEM-analyysin tuloksia. Leikkausjännityksen arvoina on käytetty käsin laskettuja murren aiheuttaneen leikkausjännityksen keskiarvoja. Normaalijännityksen arvoina on käytetty FEM-analyysin mukaisia rajapinnan keskilinjan keskiarvoja.

Lineaarinen yhteys leikkauskestävyyden ja normaalijännityksen välillä on rakenteiden mitoituksen kannalta kokeissa vallinneilla normaalijännityksillä keskimäärin varmemmalla puolella kuin epälineaarinen yhteys (Kaava 13). Suunnittelunormeissa oletetun lineaarisen yhteyden, sekä keskimäärin varmemmalla puolella olevien tulosten johdosta myöhemmissä tarkasteluissa hyödynnetään leikkauskestävyyden ja normaalijännityksen välistä lineaarista yhteyttä (Kaavio 12).

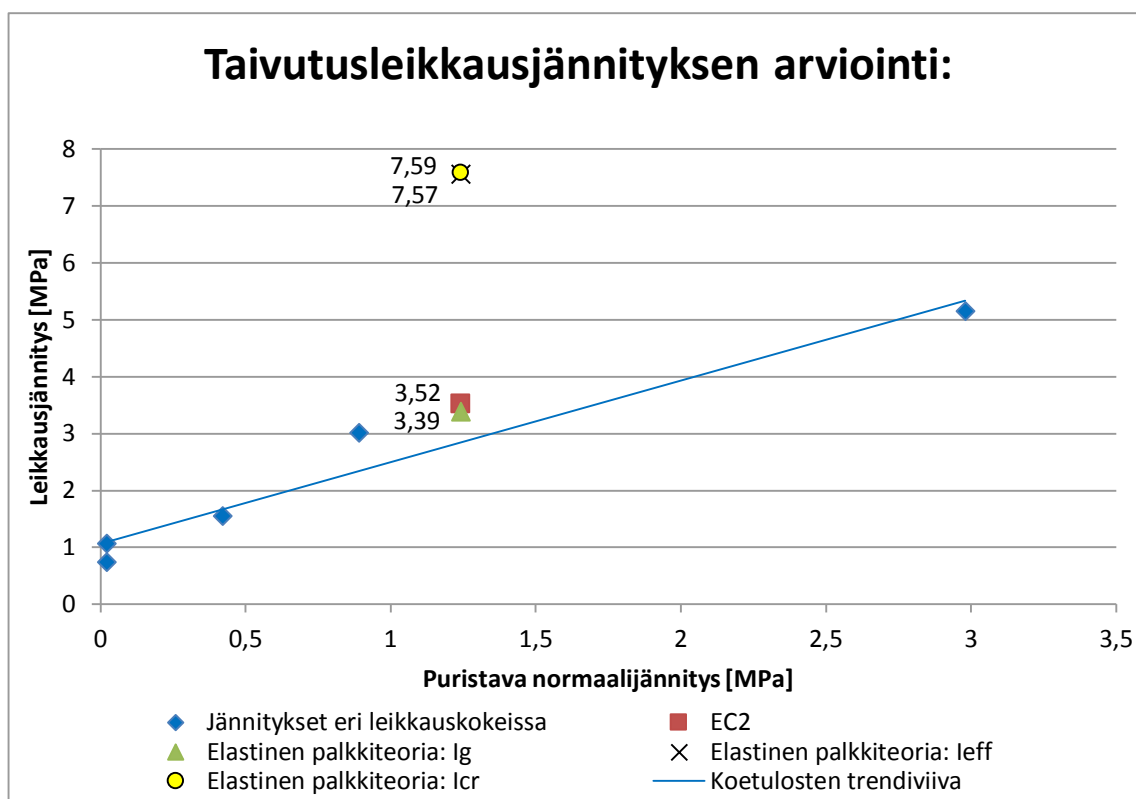
$$\int_0^3 1,4336x + 1,0695 dx < \int_0^3 -0,4103x^2 + 2,6924x + 0,7877 dx \quad (13)$$

Kokeiden perusteella normaalijännitys ja leikkauskestävyys ovat voimakkaasti positiivisesti korreloituneita. Tulos vastaa hyvin odotuksia, sillä leikkauskestävyys paranee kitkan vaikutuksesta normaalijännityksen kasvaessa. Leikkauskestävyyden ja normaalijännityksen voimakkaasta yhteydestä johtuen, todellisen rakenteen leikkauskestävyyden suuruus saadaan selvitettyä tarkimmin koejärjestelyllä, jonka leikkautuvassa tasossa vallitseva jännitys jakauma vastaa parhaiten todellisen rakenteen jännitys jakaumaa.

## 7.4 Taivutusleikkausjännityksen määrittäminen

Taivutusleikkausjännityksen suuruus vaihteli suuresti riippuen käytetystä laskentamenetelmästä. Taivutusleikkausjännitys laskettiin EC2:n sekä elastisen palkkiteorian mukaisesti. Elastiseen palkkiteorian mukainen taivutusleikkausjännitys laskettiin käyttäen kolmea eri jäyhyysmomenttia. Käytetyt jäyhyysmomentit oli laskettu ehjällä poikkileikkauksella ( $I_g$ ), tehollisella poikkileikkauksella ( $I_{eff}$ ) sekä täysin halkeilleella poikkileikkauksella ( $I_{cr}$ ). Tehollisen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti määritettiin käyttäen Branson'in kaavaa, jota käytetään yleisesti käyttöraja-tila tarkasteluissa. Taivutusleikkausjännitys oli tarkoitus määrittää myös taivutuksen aikana tapahtuvien poikkileikkauksen siirtymien perusteella. Taivutusleikkausjännityksen määrittäminen siirtymien perusteella ei kuitenkaan onnistunut mittausaineistossa ilmenneiden häiriöiden johdosta.

Mikäli oletetaan taivutusleikkauskokeen (KOE-1) kuorman jakautuneen tasaisesti normaalijännitykseksi materiaalien välisellä rajapinnalla, saadaan puristavaksi normaalijännityksen keskiarvoksi 1,24 MPa. Tämän oletuksen perusteella voidaan laskennalliset leikkausjännitykset sijoittaa kaavioon ja vertailla tuloksia muiden leikkauskokeiden tulosten kanssa (Kaavio 13). Vertailun perusteella voi todeta, että elastisen palkkiteorian mukaiset leikkausjännitykset tehollisella poikkileikkauksella ( $I_{eff}$ ) ja täysin halkeilleella poikkileikkauksella ( $I_{cr}$ ) laskettaessa eroavat merkittävästi muiden kokeiden mukaisista tuloksista. Mikäli leikkautuvassa tasossa vallinnut leikkausjännitys olisi todellisuudessa ollut näin suuri, olisi leikkausmurren pitänyt tapahtua selvästi käytettyä kuormaa pienemmällä kuormalla. Elastisen palkkiteorian mukainen leikkausjännitys ehjän poikkileikkauksen ( $I_g$ ) mukaan laskettuna ja EC2:n mukainen leikkausjännitys puolestaan vastaavat hyvin muiden kokeiden mukaisia tuloksia. Koekappaleessa KOE-1-3 tapahtuneen osittaisen taivutusleikkausmurren perusteella voidaan myös päätellä, että  $I_g$ :n ja EC2:n mukaisesti lasketut taivutusleikkausjännitykset ovat oikean suuntaisia. Sillä mikäli todellinen leikkausjännitys olisi ollut vielä merkittävästi näitäkin arvoja alhaisempi, ei koekappaleessa KOE-1-3 olisi tapahtunut taivutusleikkausmurtoa.



Kaavio 13. "Jännitykset eri leikkauskokeissa" on määritetty leikkauskokeiden ja FEM-analyysien tulosten perusteella koekappaleista KOE-2A, KOE-2B, KOE-3A, KOE-3B ja KOE-5. Leikkausjännityksen arvoina on käytetty käsin laskettuja murren aiheuttaneen leikkausjännityksen keskiarvoja. Normaalijännityksen arvoina on käytetty FEM-analyysin mukaisia rajapinnan keskilinjan keskiarvoja. Koetulosten trendiviiva on määritetty näiden tulosten perusteella.

Elastisen palkkiteorian mukaisen taivutusleikkausjännityksen tarkkuuteen voidaan vaikuttaa sillä, kuinka tarkasti todellisen tilanteen mukaisesti staattinen momentti sekä jäyhyysmomentti saadaan määritettyä. Kokeiden tulosten perusteella käyttörajojen tarkasteluissa yleisesti käytetty Branson'in kaava, jonka avulla tehollinen poikkileikkaus ( $I_{eff}$ ) laskettiin, ei sovellu jäyhyysmomentin arvioimiseen murtorajatilassa. Kyseisellä kaavalla saadaan merkittävästi liian suuria leikkausjännityksen arvoja. Liian suuria leikkausjännityksen arvoja saatiin myös täysin halkeilleen poikkileikkauksen ( $I_{cr}$ ) mukaisella jäyhyysmomentilla. Ehjällä poikkileikkauksella ( $I_g$ ) puolestaan saatiin hyvin arvioitua leikkausjännityksen suuruus. Koekappaleisiin ei syntynyt näkyviä taivutusleikkaushalkeamia, mutta leikkausvoimasta syntyneet leikkaushalkeamat olivat läpäisseet merkittävän osan poikkileikkauksen ennen lopullista murtoa. Ehjä poikkileikkaus ei siis kuitenkaan vastaa täysin todellista taivutusleikkauskokeen yhteydessä vallinnutta tilannetta.

Leikkausjännityksen tarkkuus EC2:n mukaan perustuu siihen, kuinka tarkkaan uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suuruus lasketaan. Yksinkertaistaen tämän suhteen voidaan olettaa olevan 1, jolloin saadaan varmalla puolella oleva leikkausjännityksen mitoitusarvo.

Olettamalla taivutusleikkauskokeen (KOE-1) kuorman jakautuneen tasaisesti normaalijännitykseksi leikkautuvaan tasoon, voidaan käyttää normaalijännityksen ja leikkauskestävyyden välistä suhdetta taivutusleikkauskestävyyden arvioinnissa. Tämän normaalijännityksen ja kokeiden tulosten perusteella luoman lineaarisen yhtälön (Kaavio 12) avulla taivutusleikkauskestävyudeksi (KOE-1) saadaan noin 2,85 MPa. Toisen asteen

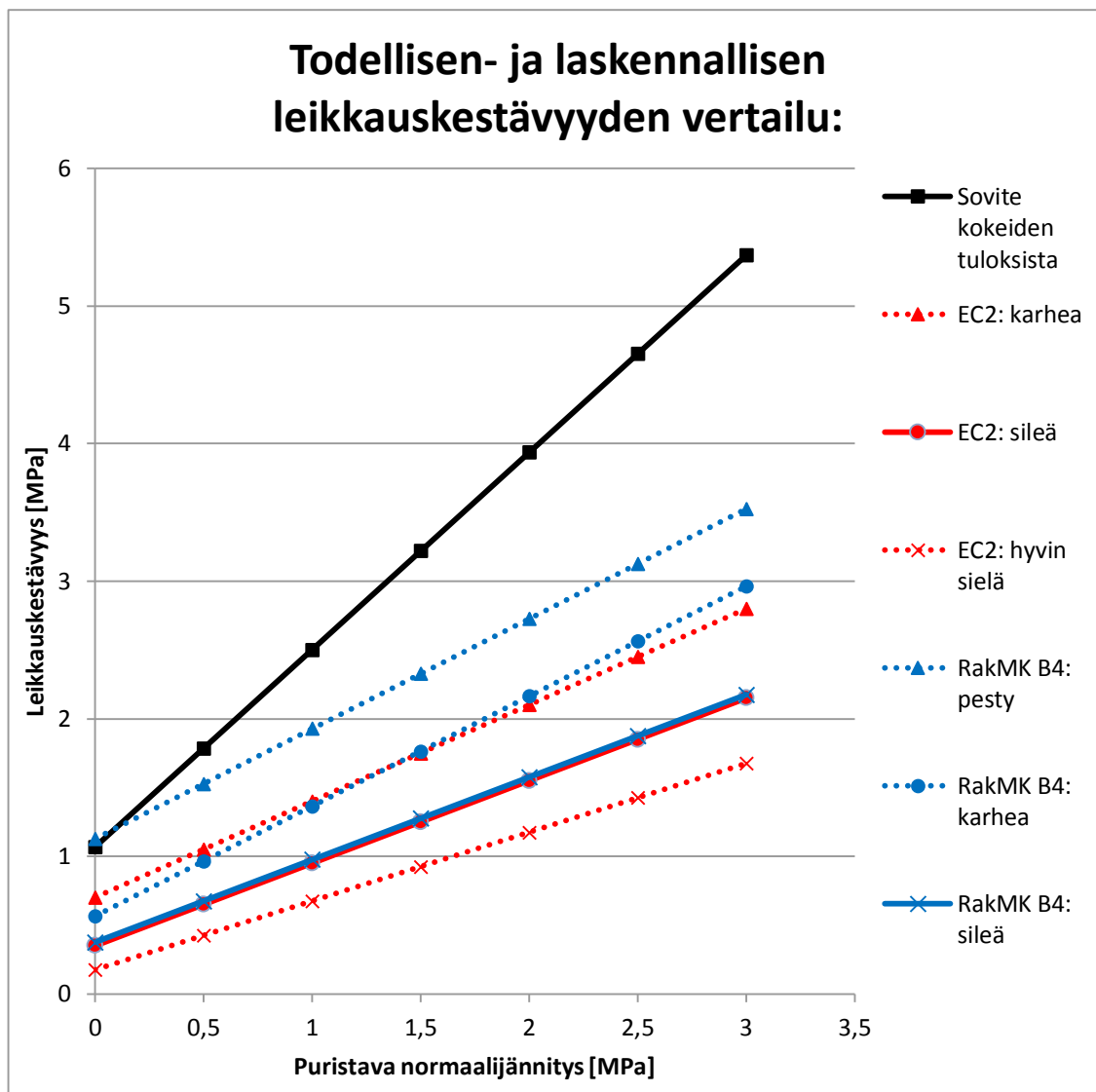
yhtälön (Kaavio 12) avulla taivutusleikkauskokeen (KOE-1) kestävyudeksi saadaan noin 3,50 MPa.

Jännitys jakaumien arvioiminen tarkemmin betonin ja kovabetonipintauksen välissä on mahdollista FEM-analyysin avulla. Tällöin FEM-analyysissä tulee kuitenkin huomioida myös betonin halkeilu, jotta jännitys jakauma vastaisi mahdollisimman tarkasti todellista tilannetta. FEM-analyysin tulosten avulla olisi myös mahdollista arvioida luotettavammin eri käsinlaskennalla saatuja leikkausjännityksen arvojen todenmukaisuutta. FEM-analyysillä saatavien leikkautuvan tason jännitys jakaumien perusteella olisi myös mahdollista suunnitella toimivampi koejärjestely. Huomioimalla leikkautuvan tason jännitys jakaumat taivutusleikkaus saataisiin toteutumaan paremmalla todennäköisyydellä koekappaleen koestuksen yhteydessä.

Koejärjestelyä KOE-1 olisi mahdollista myös kehittää toimivammaksi nykyisillään koekappaleen ulkomitoilla. Mikäli betonin ja kovabetonipintauksen välistä pinta-alaa pienennettäisiin nykyisestä, tapahtuisi murtuminen todennäköisemmin betonin ja kovabetonipintauksen välisenä leikkausmurtona. Leikkautuvaa alaa olisi mahdollista pienentää esimerkiksi muotin reunoille rajapinnan korkeudelle kiinnitettävällä rakenteella, joka olisi poistettavissa valujen valmistumisen jälkeen. Tällöin lopullinen poikkileikkaus vastaisi erittäin matalauumaista I-poikkileikkausta. Tämän lisäksi koekappaleen koestuksen yhteydessä toisella tuella olisi hyvä varmistaa vapaa vaakasuuntainen liike. Näin välttyttäisiin ylimääräisiltä koekappaleeseen syntyviltä vaakasuuntaisilta jännityksiltä.

## **7.5 Todellisen- ja laskennallisen leikkauskestävyyden vertailu**

Todellisen- ja laskennallisen leikkauskestävyyden välillä oli havaittavissa merkittäviä eroja. Laskennallinen leikkauskestävyys määritettiin kaikissa tapauksissa käyttäen materiaalien ominaisarvoja. Parhaimmillaan todellinen leikkauskestävyys oli noin kolme kertaa laskennallista leikkauskestävyyttä suurempi (Kaavio 14). Rajapinta oli EC2:n ja RakMK B4:n mukaan karheudeltaan sileä. Todellinen leikkauskestävyys oli kuitenkin kaikissa kokeissa suurempi, kuin EC2:n mukaan karhealla pinnalla laskettu leikkauskestävyys. Todellinen leikkauskestävyys oli lähes jokaisessa tapauksessa myös suurempi, kuin RakMK B4:n mukaan pestyllä pinnalla laskettu leikkauskestävyys.



Kaavio 14. Kaaviossa vertaillaan kokeiden perusteella saatua leikkauskestävyyttä EC2:n ja RakMK B4:n mukaisiin leikkauskestävyyksiin. Kokeiden tulosten perusteella luodun sovitteen (lineaarinen trendiviiva) määrittäminen on esitetty edellä (Kaavio 12).

Vanhan betonipinnan karheus vaikuttaa suuresti laskennalliseen leikkauskestävyyteen. Pintojen karheuden määrittely tapahtuu EC2:ssa ja RakMK B4:ssä valmistusmenetelmän tai pinnan käsittelytavan perusteella. Tämän määrittelyn perusteella tehty jaottelu on hyvin suurpiirteinen ja se johtaa helposti siihen, että pinta joudutaan luokittelemaan sileäksi. Käytännössä betonipinnan käsittelyyn on käytettävissä hyvin paljon muitakin menetelmiä, kuin mitä normeissa on määritetty. Tämän johdosta normeissa olisi hyvä määrittää myös, mitä karheusindeksin arvoa nykyiset määritelmät vastaavat. Näin eri menetelmin toteutettujen pintojen karheusindeksin määrittämisellä olisi mahdollista saada pinnat luokiteltua parhaiten niiden karheutta vastaavaan luokkaan.

Tehtyjen kokeiden ja laskennallisen leikkauskestävyyden perusteella leikkautuvassa tasossa vaikuttava puristavanormaalijännitys parantaa materiaalien välistä leikkauskestävyyttä. Tehtyjen kokeiden perusteella leikkauskestävyys kasvaa kuitenkin tällöin suunnittelunormien mukaista leikkauskestävyyttä nopeammin (Kaavio 14). Kokeiden perusteella leikkauskestävyyden varmuus on siis sitä suurempi, mitä suurempi normaalijännitys leikkautuvassa tasossa vaikuttaa. Mikäli leikkauskestävyys määritetään menetelmällä, missä normaalijännitys on todellisen rakenteen normaalijännitystä pienempi,

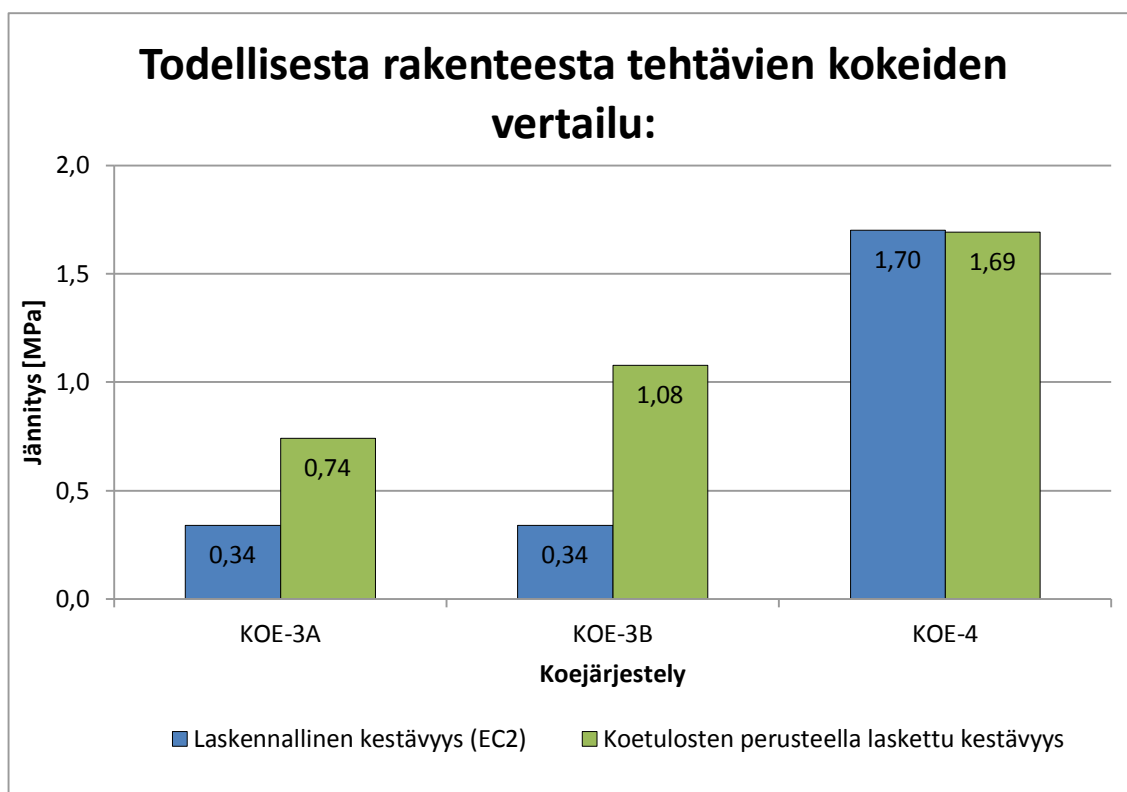
voidaan koetulosten perusteella päätellä, että näin saadun leikkauskestävyyden arvo on rakenteen mitoituksen suhteen varmalla puolella. Tämän havainnon yleistäminen muille materiaaleille, pinnan karheuksille ja pinnan karhennusmenetelmille vaatii kuitenkin vielä lisätutkimuksia, missä selvitetään näiden tekijöiden vaikutuksia.

## **7.6 Leikkauskestävyyden määrittäminen työmaaolosuhteissa**

Tämän työn yhteydessä tehdyistä leikkauskokeista työmaaolosuhteissa on mahdollista toteuttaa ainoastaan KOE-3A/B. Leikkauskokeiden KOE-3A:n ja KOE-3B:n koekappaleet vastasivat muodoltaan ja koestustavaltaan toisiaan. Koekappaleet KOE-3A:n tapauksessa porattiin noudattaen EN 1542 mukaisia porausten välisiä etäisyyksiä ja reunaetäisyyksiä. Koekappaleet KOE-3B:n tapauksessa porattiin aivan vetokokeen (KOE-4) yhteydessä syntyneen reiän vierestä. Näissä kokeissa saatujen leikkauskestävyyksien keskiarvot olivat 0,74 MPa (KOE-3A) sekä 1,08 MPa (KOE-3B). Saatujen tulosten perusteella vetokoe ei heikennä vetokokeen vierestä porattavan lieriön leikkauskestävyyttä. Eroja leikkauskokeiden KOE-3A:n ja KOE-3B:n leikkauskestävyyksien välille saattaa aiheuttaa kovabetonipintauksen valun yhteydessä osittain epäonnistunut massan sekoitus. Massan sekoituksen yhteydessä astian pohjalle ja reunoille jäi huomattavasti kuivempaa massaa. Vaikka kuivan massan käyttöä pyrittiin välttämään valuissa, saattoi se kuitenkin aiheuttaa eroja betonin ja kovabetonipintauksen väliin tartuntaan eri koekappaleiden välillä.

Työmaaolosuhteissa tehtävän vetokokeen (KOE-4) koetulokset vastasivat hyvin laskennallista vetokestävyyttä (Kaavio 15). Leikkauskokeiden (KOE-3A/B) osalta oli kuitenkin havaittavissa, että todellinen leikkauskestävyys on kokeesta riippuen noin 2-3 kertaa laskennallista leikkauskestävyyttä suurempi (Kaavio 15). Osa betonin ja kovabetonipintauksen välisestä todellisesta leikkauskapasiteetista jää siis hyödyntämättä, mikäli rakenteet mitoitetaan suunnittelunormien mukaisesti. Tekemällä leikkauskokeet todelliselle rakenteelle voidaan osoittaa todellisen leikkauskestävyyden suuruus.





Kaavio 15. Kaaviossa vertaillaan leikkauskokeiden KOE-3A/B:n ja vetokokeen KOE-4:n laskennallisia ja kokeiden tulosten perusteella laskettuja kestävyyskertoimia.

Leikkauskokeissa KOE-3A/B syntyi FEM-analyysin mukaan normaalijännityskeskittymiä poikkileikkauksen ylä- ja alareunaan. Poikkileikkauksen yläreunasta vetokestävyys ylittyi noin 160 mm<sup>2</sup> alueella, joka vastaa noin 8,1 % koko poikkileikkauksen pinta-alasta. Tämän pinta-alan ei voida olettaa todellisuudessa ottavan lainkaan leikkaus- tai normaalijännityksiä. Huomioimalla FEM-analyysissä betonin halkeilu, olisi mahdollista tarkentaa leikkauskokeissa KOE-3A/B vallitsevia todellisia jännitysjakaumia. Poikkileikkauksen yläpinnassa tapahtuva vetokestävyys ylityksen huomioiminen todennäköisesti siirtäisi maksimi leikkausjännityksen sijaintia poikkileikkauksessa alemmaksi. Normaalijännitysjakaumaan yläpinnan vetokestävyys ylitys vaikuttaa kasvattamalla entisestään poikkileikkauksen pinta-alaa, jolla vetokestävyys ylittyy.

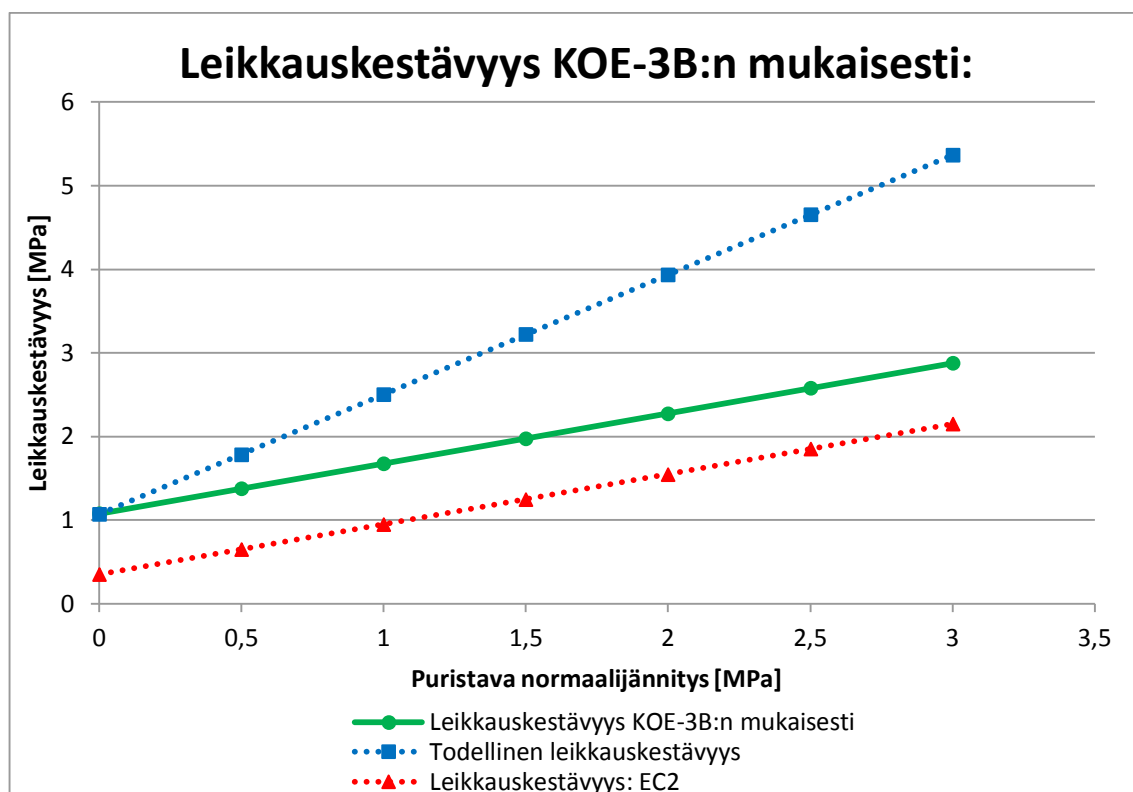
Oletukset poikkileikkauksen jännitysjakauman vaikutuksista leikkauskestävyyteen:

- poikkileikkauksessa tapahtuvaa vetokestävyys ylittymistä ei huomioida leikkauskestävyyden laskennassa
- leikkauskestävyyden oletetaan muuttuvan samassa suhteessa vetävällä ja puristavalla normaalijännityksellä.

Kun poikkileikkauksessa tapahtuvaa vetokestävyys ylittymistä ei huomioida, jaetaan rakenteessa vallitseva leikkausvoima suuremmalle pinta-alalle, kuin millä se todellisuudessa vaikuttaa. Näin laskettu leikkauskestävyys on pienempi, kuin mitä todellinen leikkauskestävyys. Lisäksi leikkauskestävyyden oletetaan muuttuvan samassa suhteessa vetävällä ja puristavalla normaalijännityksellä. Näin normaalijännitykset kumoavat toistensa vaikutukset leikkauskestävyyden suuruutta laskettaessa leikkauskokeissa KOE-3B. Tämä oletus voi johtaa epävarmalla puolella olevaan tulokseen, mikäli leikkauskestävyys todellisuudessa laskee vetävästä normaalijännityksestä merkittävästi hitaammin, kuin mitä se paranee puristavasta normaalijännityksestä.

Leikkauskestävyyden voidaan olettaa kasvavan niillä poikkileikkauksen alueilla, missä vallitsee puristava normaalijännitys. Leikkauskokeen KOE-3B:n antaman leikkauskestävyyden varmuuden tarkemmaksi arvioimiseksi olisi kuitenkin hyvä selvittää, miten vetävä normaalijännitys vaikuttaa leikkauskestävyyden suuruuteen. Suunnitteluohjeen (EC2) mukaan kahden betonipinnan välinen leikkauskestävyys ilman teräksiä tulee olettaa nolllaksi, mikäli normaalijännitys on vetoa. Todellisuudessa vetävän normaalijännityksen alainen pinta pystyy kuitenkin ottamaan myös leikkausjännityksiä.

Todellisessa rakenteessa materiaalien rajapinnassa vallitsee yleensä suurempi puristava normaalijännitys, kuin leikkauskokeessa KOE-3B. Todellisessa rakenteessa vallitseva normaalijännitys on mahdollista huomioda KOE-3B:n mukaisesti määritetyssä leikkauskestävyydessä. Tehtyjen kokeiden perusteella, puristavan normaalijännityksen lisääntyessä todellinen leikkauskestävyys kasvaa laskennallista kestävyyttä nopeammin. Kun KOE-3B:n mukaiseen leikkauskestävyyteen lisätään normaalijännityksen vaikutus EC2:n mukaisesti, saadaan EC2:n mukaista kestävyyttä suurempi kestävyys. Näin saatu leikkauskestävyyden arvo on kuitenkin todelliseen leikkauskestävyyteen verrattaessa varmalla puolella (Kaavio 16).



Kaavio 16. Kaaviossa vertaillaan KOE-3B:n mukaisesti lasketun leikkauskestävyyden suuruutta ns. todelliseen ja EC2:n mukaiseen leikkauskestävyyteen. KOE-3B:n mukainen leikkauskestävyys on laskettu lisäämällä EC2:n mukainen kitkan vaikutuksesta syntynyt kestävyys KOE-3B:n mukaiseen leikkauskestävyyteen. Ns. todellinen leikkauskestävyys on laskettu Kaavio 12:sta mukaisesti (lineaarinen yhteys).

Leikkauskokeen KOE-3B:n toteuttaminen työmaaolosuhteissa on mahdollista. Käytettäessä tätä menetelmää koelieriötä ei tarvitse porata kokonaan irti olemassa olevasta rakenteesta. Leikkauskokeen suorittaminen vaatii tällöin kuitenkin laitteen, jolla leikkausjännityksen aiheuttama voima saadaan tuotua vetokokeen jättämän reiän kautta koekappaleelle. Jotta leikkauskoe KOE-3B on yhtä vaivaton suorittaa työmaaolosuhteissa kuin vetokoe, vaatii se kyseiseen tarkoitukseen suunnitellun laitteen kehittämistä.

Ennen leikkauskokeen KOE-3B:n käyttöönottamista on syytä tutkia menetelmän soveltuvuutta eri karheutta olevilla betonipinnoilla. Kyseisessä leikkauskokeessa leikkautuvassa tasossa syntyy alue, missä vetävä normaalijännitys ylittää betonin vetokestävyyden. Tämän lisäksi leikkautuvassa tasossa vallitsee keskimäärin alhainen normaalijännitys. Nämä tekijät voivat johtaa siihen, että leikkauskokeella saatavat leikkauskestävyyden tulokset eivät ole erityisen herkkiä eri pinnan karheuden vaikutuksille. Mikäli leikkauskestävyyden määrittämisessä käytettävä menetelmä ei pysty reagoimaan eri betonipinnan karheuksiin, voi todellisen rakenteen leikkauskestävyydestä jäädä merkittävä osa hyödyntämättä.

## 8 Yhteenveto

Nykyään jopa suhteellisen uusien pysäköintitasojen kunto vaatii merkittäviä korjaustoimenpiteitä. Betonirakenteiset pysäköintirakennukset ovat säilyvyysmielessä haastavia rakenteita, sillä niihin kohdistuu suuria mekaanisia sekä kemiallisia rasituksia. Suomessa pysäköintitasot on usein suunniteltu rakennusvaiheen kustannusten vuoksi mahdollisimman ohuiksi, jolloin pinnan kulutuskerrokset voivat olla olemattomia. Tämän vuoksi taso on usein pinnoitettava kulutusta kestävällä pinnoitteella. Pinnoitetta ei ole perinteisesti otettu huomioon osana kantavaa rakennetta.

Laattaan kohdistuvat rasitukset sekä korjauksen yhteydessä betonipinnalle toteutettavat pohjakäsittelyt voivat erityisesti ohuissa rakenteissa pienentää laatan paksuutta jopa 20 %. Laattarakenteen jäykkyyden ja rakenteellisen toiminnan kannalta sen paksuus on kuitenkin erittäin merkittävä tekijä. Tämän johdosta laattaa saatetaan joutua korjauksen yhteydessä myös vahvistamaan, jotta sille suunnitellut rakenteelliset ominaisuudet säilyvät myös jatkossa. Vanhan betonirakenteen ja uuden pinnoitteen välinen leikkauskestävyys on ratkaiseva tekijä hyödynnettäessä pinnoitetta laatan rakenteellisessa mitoituksessa. Materiaalien välisen leikkauskestävyyden suuruuteen vaikuttavat useat tekijät. Näitä tekijöitä on erittäin vaikea huomioida numeeristen mallien avulla. Tästä johtuen leikkauskestävyyden suuruus voidaan määrittää tarkasti ja luotettavasti vain todelliselle rakenteelle tehtävien leikkauskokeiden avulla.

Tämän työn tarkoituksena oli tutkia erilaisia betonin ja kovabetonipintauksen välisiä leikkauskokeita. Tavoitteena oli löytää menetelmä, jolla todellisen rakenteen leikkauskestävyys voidaan määrittää luotettavasti. Työ jaettiin kahteen eri osa-alueeseen. Ensimmäinen osa-alue sisälsi erilaisten betonikappaleille tehtävien leikkauskokeiden suunnittelun ja toteutuksen. Koekappaleiden leikkauskestävyydet määritettiin suunnittelunormien (EC2:n ja RakMK B4:n) mukaisesti. Eurokoodi 2:n mukaista leikkauskestävyyden arvoa hyödynnettiin leikkauskokeiden suunnittelussa. Leikkauskoejärjestelyjä oli yhteensä kuusi erilaista. Nämä koejärjestelyt voitiin jakaa kolmeen eri ryhmään, jotka olivat taivutusleikkaus, puhdas leikkaus ja vinoleikkaus. Koekappaleiden valmistus ja koestus toteutettiin Aalto-yliopiston betonilaboratoriossa. Toinen osa-alue oli FEM-analyysin laadinta. FEM-analyysissä käytettiin Abaqus 6.14-1 -ohjelmistoa. FEM-analyysin avulla oli tarkoitus selvittää eri leikkauskokeiden yhteydessä materiaalien rajapintaan syntyvä todellinen jännitys jakauma. FEM-analyysi tehtiin kaikista koejärjestelyistä, jotka kuuluivat puhtaan leikkauksen tai vinoleikkauksen ryhmään. Käsinseläksen avulla leikkautuvassa tasossa vaikuttanut jännitys jakauma määritettiin kaikissa leikkauskoejärjestelyissä. Käsinseläksessä jännitys jakauma määritettiin kokeessa vaikuttaneen kuorman perusteella. Lopuksi työn yhteydessä saatuja tuloksia arvioitiin ja vertailtiin keskenään.

Käsinlaskennan ja FEM-analyysin jännitykset vastasivat pääsääntöisesti hyvin toisiaan. Suurimmat erot näiden välillä oli havaittavissa leikkauskokeissa KOE-2A/B. FEM-analyysin mukaan KOE-2A/B:ssä jännitys jakaumaan syntyi suuria paikallisia jännityskeskittymiä niin leikkausjännityksen kuin normaalijännityksenkin osalta. Nämä jännityskeskittymät aiheutuivat koekappaleen ylä- ja alareunassa olevista vaakatuista. Näiden tukien vaikutusten tarkka huomioimien käsinlaskennassa on suhteellisen työlästä. Parhaiten käsinlaskennan ja FEM-analyysin tulokset vastasivat toisiaan leikkauskokeessa KOE-5, missä tulokset vastasivat lähes täysin toisiaan. Leikkauskokeen KOE-3A/B:n tapauksessa FEM-analyysin mukaiset jännityksien keskiarvot vastasivat hyvin käsinlaskennan tuloksia. Käsinlaskennassa ei kuitenkaan havaita kaikkia materiaalien väliseen rajapintaan todellisuudessa syntyviä jännityskeskittymiä laskennassa tehtävien oletusten ja yksinkertaistusten johdosta. Leikkauskokeiden keskinäistä vertailua sekä leikkauskokeiden toimivuutta arvioitaessa FEM-analyysin hyödyntäminen on erittäin suositeltavaa.

Taivutusleikkausjännityksen suuruus vaihteli suuresti riippuen käytetystä laskentamenetelmästä. Elastisen palkkiteorian mukainen leikkausjännitys ehjän poikkileikkauksen ( $I_g$ ) mukaan laskettuna ja EC2:n mukainen leikkausjännitys vastasivat parhaiten todellista tilannetta. Tulosten perusteella käyttörajatilan tarkasteluissa yleisesti käytetty Branson'in kaava, jonka avulla tehollinen poikkileikkaus ( $I_{eff}$ ) laskettiin, ei sovellu käytettäväksi murtorajatilassa. Jännitys jakaumien arvioiminen tarkemmin betonin ja kovabetonipintauksen rajapinnassa on mahdollista FEM-analyysin avulla. Tällöin FEM-analyysissä tulee kuitenkin huomioida myös betonin halkeilu, jotta jännitys jakauma vastaisi mahdollisimman tarkasti todellista tilannetta. FEM-analyysin avulla olisi myös mahdollista arvioida luotettavammin käsinlaskennalla saatujen leikkausjännitysten todennukaisuutta.

Käytetyn leikkauskokeen tyyppi vaikuttaa huomattavasti leikkauskestävyyden suuruuteen. Leikkauskestävyys oli toisissa leikkauskokeissa jopa yli kuusi kertaa suurempi kuin toisissa leikkauskokeissa. Kokeiden perusteella normaalijännitys ja leikkauskestävyys ovat voimakkaasti positiivisesti korreloituneita. Tulos vastaa hyvin odotuksia, sillä leikkauskestävyys paranee kitkan vaikutuksesta normaalijännityksen kasvaessa. Leikkauskestävyyden ja normaalijännityksen voimakkaasta yhteydestä johtuen, todellisen rakenteen leikkauskestävyyden suuruus saadaan selvitettyä tarkimmin koejärjestelyllä, jonka leikkautuvassa tasossa vallitseva jännitys jakauma vastaa parhaiten todellisen rakenteen jännitys jakaumaa.

Todellisen- ja laskennallisen leikkauskestävyyden välillä oli havaittavissa merkittäviä eroja. Parhaimmillaan todellinen leikkauskestävyys oli noin kolme kertaa laskennallista leikkauskestävyyttä suurempi. Rajapinta oli EC2:n ja RakMK B4:n mukaan karheudeltaan sileä. Todellinen leikkauskestävyys oli kuitenkin lähes kaikissa leikkauskokeissa suurempi, kuin suunnittelunormien (EC2:n ja RakMK B4:n) mukaan karheimmalla pinnalla laskettu leikkauskestävyys. Vanhan betonipinnan karheus vaikuttaa suuresti laskennalliseen leikkauskestävyyteen. Tämän johdosta suunnittelunormeissa olisi hyvä määrittää, mitä karheusindeksin arvoa nykyiset karheuden määritelmät vastaavat. Niin eri menetelmin toteutettujen pintojen karheusindeksin määrittämisellä olisi mahdollista saada pinnat luokiteltua parhaiten niiden karheutta vastaavaan luokkaan.

Tehtyjen kokeiden perusteella leikkauskestävyys kasvaa puristavan normaalijännityksen lisääntyessä suunnittelunormien mukaista leikkauskestävyyttä nopeammin. Kokeiden

perusteella leikkauskestävyyden varmuus on siis sitä suurempi, mitä suurempi normaalijännitys leikkautuvassa tasossa vaikuttaa. Mikäli leikkauskestävyys määritetään menetelmällä, missä normaalijännitys on todellisen rakenteen normaalijännitystä pienempi, voidaan koetulosten perusteella päätellä, että näin saadun leikkauskestävyyden arvo on rakenteen mitoituksen suhteen varmalla puolella. Tämän havainnon yleistäminen muille materiaaleille, pinnan karheuksille ja pinnan karhennusmenetelmille vaatii kuitenkin vielä lisätutkimuksia, missä selvitetään näiden tekijöiden vaikutuksia leikkauskestävyyteen.

Tämän työn yhteydessä tehdyistä leikkauskokeista KOE-3B on ainoa, joka voidaan toteuttaa suoraan työmaalla olemassa olevalle rakenteelle. Jotta tämä leikkauskoe on yhtä vaivaton suorittaa työmaaolosuhteissa kuin vetokoe, vaatii se kyseiseen tarkoitukseen suunnitellun laitteen kehittämistä. Saatujen tulosten perusteella vetokoe ei heikennä sen viereen porattavan lieriön leikkauskestävyyttä. Leikkauskokeen KOE-3B:n perusteella voidaan todeta, että todellinen leikkauskestävyys oli noin kolme kertaa laskennallista leikkauskestävyyttä suurempi. Osa betonin ja kovabetonipintauksen välisestä todellisesta leikkauskapasiteetista jää siis hyödyntämättä, mikäli rakenteet mitoitetaan suoraan suunnittelunormien mukaisesti. Tekemällä leikkauskokeet todelliselle rakenteelle voidaan osoittaa todellisen leikkauskestävyyden suuruus. Näin rakenteiden suunnittelussa päästään hyödyntämään rakenteen koko leikkauskapasiteettia.

Leikkauskokeen KOE-3B poikkileikkauksen yläreunassa vetokestävyys ylittyi FEM-analyysin mukaan pinta-alalla, joka vastaa noin 8,1 % koko poikkileikkauksen pinta-alasta. Huomioimalla FEM-analyysissä betonin halkeilu, olisi mahdollista tarkentaa leikkauskokeessa KOE-3B vallitsevia todellisia leikkausjännitysjakaumia. Menetelmän luotettavuuden arvioinnissa on hyvä huomata, että poikkileikkauksessa tapahtuvaa vetokestävyyden ylittymistä ei ole huomioitu leikkauskestävyyden laskennassa. Tämä oletus lisää ylimääräistä varmuutta kyseisellä menetelmällä määritettävään leikkauskestävyyden arvoon. Tämän lisäksi leikkauskestävyyden on oletettu muuttuvan samassa suhteessa vetävällä ja puristavalla normaalijännityksellä. Tämä oletus voi johtaa epävarmalla puolella olevaan tulokseen, mikäli leikkauskestävyys todellisuudessa laskee vetävästä normaalijännityksestä merkittävästi hitaammin kuin se nousee puristavasta normaalijännityksestä.

Tutkimuksen perusteella KOE-3B soveltuu betonin ja kovabetonipintauksen välisen leikkauskestävyyden määrittämiseen todellisessa rakenteessa. Menetelmän antaman leikkauskestävyyden varmuuden tarkemmaksi arvioimiseksi on kuitenkin syytä selvittää, miten vetävä normaalijännitys vaikuttaa leikkauskestävyyden suuruuteen. Ennen leikkauskokeen KOE-3B:n käyttöönottamista on myös syytä tutkia menetelmän soveltuvuutta eri karheutta olevilla betonipinnoilla.

## Lähdeluettelo

1. Momayez, A. & Ehsani, M.R. & Ramezaniapour, A.A. & Rajaie, H. 2005. Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials. *Cement and Concrete Research*. Vol. 35:4. S. 748-757. [Verkkolehti, viitattu 03.11.2014]. ISSN: 0008-8846.
2. Neshvadian Bakhsh, K. 2010. Evaluation of bond strength between overlay and substrate in concrete repairs. [Verkkodokumentti]. Master Degree Thesis. Royal Institute of Technology (KTH), Civil and Architectural Engineering. Stockholm. 63 s. [Viitattu 07.11.2014]. Saatavissa: <http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:kth:diva-36796>. ISSN 1103-4297.
3. Silfwerbrand, J. 2003. Shear bond strength in repaired concrete structures. *Materials and Structures*. Vol. 36:6. S. 419-424. [Verkkolehti, viitattu 21.11.2014]. ISSN: 1359-5997.
4. Austin, S. & Robins, P. & Pan, Y. 1999. Shear bond testing of concrete repairs. *Cement and Concrete Research*. Vol. 29:7. S. 1067-1076. [Verkkolehti, viitattu 18.11.2014]. ISSN: 0008-8846.
5. Santos, P.M.D. 2009. Assessment of the shear strength between concrete layers. [Verkkodokumentti]. Väitöskirja. University of Coimbra. Coimbra. [Viitattu 11.11.2014]. Saatavissa: [http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/RREst/Aulas\\_Apresentacoes/07\\_Bibliografia/betao%20novo%20%28concrete%20overlay%29/PhD\\_thesis\\_PSantos.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/RREst/Aulas_Apresentacoes/07_Bibliografia/betao%20novo%20%28concrete%20overlay%29/PhD_thesis_PSantos.pdf).
6. Júlio, E.N.B.S. & Branco, F.A.B. & Silva, V.D. 2004. Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface. *Construction and Building Materials*. Vol. 18:9. S. 675-681. [Verkkolehti, viitattu 19.11.2014]. ISSN: 0950-0618.
7. Júlio, E.N.B.S. & Dias-da-Costa, D. & Branco, F.A.B. & Alfaiate, J.M.V. 2010. Accuracy of design code expressions for estimating longitudinal shear strength of strengthening concrete overlays. *Engineering Structures*. Vol. 32:8. S. 2387-2393. [Verkkolehti, viitattu 19.11.2014]. ISSN: 0141-0296.
8. Mohamad, M.E. & Ibrahim, I.S. & Abdullah, R. & Abd Rahman, A.B. & Kueh, A.B.H. & Usman, J. 2015 Friction and cohesion coefficients of composite concrete-to-concrete bond. *Cement and Concrete Composites*. Vol. 56:0. S. 1-14. [Verkkolehti, viitattu 19.11.2014]. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.10.003>. ISSN: 0958-9465.
9. Santos, P.M.D. & Júlio, E.N.B.S. & Silva, V.D. 2007. Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface. *Construction and Building Materials*. Vol. 21:8. S. 1688-1695. [Verkkolehti, viitattu 12.11.2014]. ISSN: 0950-0618.
10. Santos, P.M.D. & Júlio, E.N.B.S. 2013. A state-of-the-art review on roughness quantification methods for concrete surfaces. *Construction and Building Materials*. Vol. 38:0. S. 912-923. [Verkkolehti, viitattu 27.11.2014]. ISSN: 0950-0618.

11. SFS-EN 1766. 2000. Betonirakenteiden suojaus- ja korjausaineet ja niiden yhdistelmät. Testausmenetelmät. Testauksen vertailubetonit. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 7 s.
12. Garbacz, A. & Gorka, M. & Courard, L. 2005. Effect of concrete surface treatment on adhesion in repair system. Magazine of Concrete Research. Vol. 57:1. S. 49-60. [Verkkolehti, viitattu 20.11.2014]. ISSN: 0024-9831.
13. Chen, W.F. 1982. Plasticity in reinforced concrete. New York: McGraw-Hill. 474 s. ISBN: 0-07-010687-8.
14. SFS-EN 1992-1-1. 2007. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden Suunnittelu. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 346 s.
15. Phil, D. & Patnaik, A. 1994. Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface. PCI Journal. Vol. 39:1. S. 48-69. [Verkkolehti, viitattu 11.12.2014].
16. Wickline, J.E. 2002. A Study of Effective Moment of Inertia Models for Full-Scale Reinforced Concrete T-Beams Subjected to a Tandem-Axle Load Configuration. [Verkkodokumentti]. Master Degree Thesis. Virginia Polytechnic Institute, Civil Engineering. USA. 108 s. [Viitattu 12.12.2014]. Saatavissa: <http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-11192002-135522/>.
17. Santos, P.M.D. & Júlio, E.N.B.S. 2012. A state-of-the-art review on shear-friction. Engineering Structures. Vol. 45:0. S. 435-448. [Verkkolehti, viitattu 21.11.2014]. ISSN: 0141-0296.
18. Casal, B.B. Connections Between Concrete Layers with Different Ages. Universidade Técnica de Lisboa, Civil Engineering. Portugal. 10 s. [Viitattu 25.11.2014]. Saatavissa: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395142792519/Extended%20Abstract.pdf>.
19. Ympäristöministeriö. 2004. Suomen rakentamismääräyskokoelma B4. Helsinki. 83 s. ISBN: 951-37-4221-0.
20. Leskelä, M.V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. 2. korj. p. Helsinki: Suomen betoniyhdistys. 711 s. ISBN: 978-952-5075-96-0.
21. SFS-EN 1542. 1999. Betonirakenteiden suojaus- ja korjausaineet ja niiden yhdistelmät. Testausmenetelmät. Tartuntalujuuden mittausta vetokokeella. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 10 s.
22. SFS-EN 12615. 1999. Betonirakenteiden suojaus- ja korjausaineet ja niiden yhdistelmät. Testausmenetelmät. Vinoleikkauslujuuden määrittäminen. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 10 s.
23. Finnsementti. Pikasementti. [Verkkosivu, viitattu 16.3.2015]. Saatavissa: <http://www.finnsementti.fi/tuotteet/sementit/pikasementti>.
24. PiiMat Oy. Kovabetonipinta. [Verkkosivu, viitattu 16.3.2015]. Saatavissa: <http://www.piiimat.fi/tuotteet/betonilattiat/kovabetonipinta>.

25. SFS-EN 12350-2. 2009. Tuoreen betonin testaus. Osa 2: painuma. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 7 s.
26. SFS-EN 12390-3. 2009. Kovettuneen betonin testaus. Osa 3: koekappaleiden puristuslujuus. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 17 s.
27. SFS 7022. 2011. Betoni. Standardin SFS-EN 206-1 käyttö Suomessa. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 13 s.
28. SFS-EN 206-1. 2001. Betoni. Osa 1: määrittely, ominaisuudet, valmistus ja vaatimustenmukaisuus. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 72 s.
29. SFS 5450. 1988. Betoni. Kimmokerroin. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 3 s.



## **Liiteluettelo**

Liite 1: Leikkauskokeiden laskelmat. 18 sivua.

Liite 2. Betonin koostumus. 1 sivu.

Liite 3. Taivutusleikkauskokeiden mittaustulokset. 4 sivua.

Liite 4. Kuvat FEM-analyysin koekappaleista ja niiden jännitys jakaumista. 6 sivua.

Liite 5: Leikkauskokeiden tulokset. 1 sivu.

Liite 6: Materiaalien ominaisuudet. 1 sivu.



## Liite 1: Leikkauskokeiden laskelmat

### Sisällysluettelo

#### 1. EC2:n mukainen kestävyys

##### 1.1. Taivutusleikkaus, KOE-1

- 1.1.1. Koejärjestelyn tiedot
- 1.1.2. Materiaalien tiedot
- 1.1.3. Vaadittava pääraudoitus
- 1.1.4. Betonin ja kovabetonipintauksen rajapintaan aiheutuva leikkausjännitys muunnetulla poikkileikkauksella
- 1.1.5. Leikkausjännitys pääterästen tasossa muunnetulla poikkileikkauksella
- 1.1.6. Laatan halkeamamomentti
- 1.1.7. Halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys
- 1.1.8. Betonin ja kovabetonipintauksen rajapintaan aiheutuva leikkausjännitys halkeilleessa poikkileikkauksella
- 1.1.9. Leikkausjännitys pääterästen tasossa halkeilleessa poikkileikkauksessa
- 1.1.10. Laatan leikkauskestävyys
- 1.1.11. Kulman lohkeaminen tuella
- 1.1.12. Tukipaine
- 1.1.13. Pääraudoituksen ankkurointi tuella
- 1.1.14. Laatan halkeilu taivutuksesta
- 1.1.15. Teräksen venymä kuormasta  $F_t$
- 1.1.16. Betonin puristuma kuormasta  $F_t$
- 1.1.17. Käyttöasteet eri tarkasteluista
- 1.1.18. Leikkausjännitykset eri menetelmillä laskettuna

##### 1.2. Puhdas leikkaus, KOE-2A

##### 1.3. Puhdas leikkaus, KOE-2B

##### 1.4. Puhdas leikkaus, KOE-3A/B

##### 1.5. Vetokestävyys, KOE-4

##### 1.6. Vinoleikkaus, KOE-5

#### 2. Suomen rakentamismääräyskokoelma B4:n mukainen kestävyys

##### 2.1. Taivutusleikkaus, KOE-1

##### 2.2. Puhdas leikkaus, KOE-2A

##### 2.3. Puhdas leikkaus, KOE-2B

##### 2.4. Puhdas leikkaus, KOE-3A

##### 2.5. Puhdas leikkaus, KOE-3B

##### 2.6. Vetokestävyys, KOE-4

##### 2.7. Vinoleikkaus, KOE-5

## 1 EC2:n mukainen kestävyys:

### 1.1 Taivutusleikkaus, KOE-1:

Laskelmat on suoritettu pääsääntöisesti SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti. Laskelmissa ei kuitenkaan ole käytetty materiaaliakohtaisia varmuuskertoimia vaan laskelmat on suoritettu ominaisarvoilla.

#### 1.1.1 Koejärjestelyn tiedot:

$$h_1 := 70\text{mm}$$

Betonilaatan paksuus

$$h_2 := 30\text{mm}$$

Kovabetonipintausten paksuus

$$h_t := h_1 + h_2 = 100\text{mm}$$

Laatan kokonaispaksuus

$$b_t := 200\text{mm}$$

Laatan leveys

$$l_t := 400\text{mm}$$

Laatan pituus

$$\gamma_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Raudoitettun betonin tilavuuspaino

$$g_l := h_t \cdot b_t \cdot l_t \cdot \gamma_c = 20\text{kg}$$

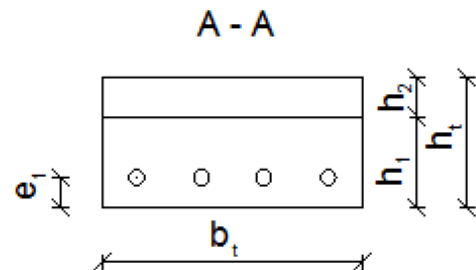
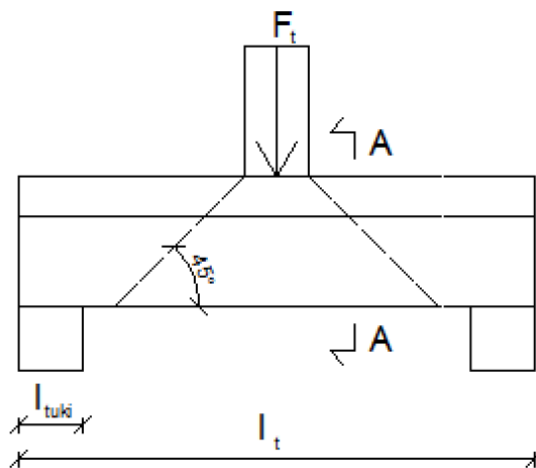
Koestettavan kappaleen paino

$$F_t := 12.25\text{kN}$$

Pistekuorman suuruus jänteen puolivälissä

$$l_{\text{tuki}} := 50\text{mm}$$

Tuen leveys



### 1.1.2 Materiaalien tiedot:

$$f_{ck.1} := 23.0 \text{ MPa}$$

Betonilaatan lieriölujuuden ominaisarvo

$$f_{ck.2} := 50.7 \text{ MPa}$$

Kovabetonipintauksen lieriölujuuden ominaisarvo

$$f_{ctm.1} := 0.3 \cdot \left[ \frac{(f_{ck.1})^{\frac{2}{3}}}{\text{MPa}} \right]^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.426 \cdot \text{MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctm.2} := 2.12 \cdot \ln \left[ 1 + \left[ \frac{\left( \frac{f_{ck.2}}{\text{MPa}} + 8 \right)}{10} \right] \right] \cdot \text{MPa} = 4.086 \cdot \text{MPa}$$

Kovabetonipintauksen keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctk.1} := f_{ctm.1} \cdot 0.7 = 1.7 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{ctk.2} := f_{ctm.2} \cdot 0.7 = 2.86 \cdot \text{MPa}$$

Kovabetonipintauksen vetolujuuden ominaisarvo

$$E_{cm.1} := 21.7 \text{ GPa}$$

Betonin kimmokerroin

$$E_{cm.2} := 32.4 \text{ GPa}$$

Kovabetonipintauksen kimmokerroin

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo

$$E_y := 200 \text{ GPa}$$

Betoniteräksen kimmokerroin

$$A_1 := b_t \cdot h_1 = 1.4 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin pinta-ala

$$A_2 := h_2 \cdot b_t = 6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Kovabetonipintauksen pinta-ala poikkileikkauksessa

$$A_c := A_1 + A_2 = 2 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin ja kovabetonipintauksen yhteenlaskettu pinta-ala

$$c_t := 0.2 \quad \mu_t := 0.6$$

Kertoimet sileällä pinnalla

$$\sigma_n := \frac{F_t}{b_t \cdot l_t} = 0.153 \cdot \text{MPa}$$

Arvio saumassa vaikuttavasta tasoa vastaan kohtisuorasta puristusjännityksestä

$$\tau := f_{ctk.1} \cdot c_t + \mu_t \cdot \sigma_n = 0.432 \cdot \text{MPa}$$

Arvio sauman leikkauskestävyydelle [SFS-EN 1992-1-1 6.2.5]

$$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_y} = 0.0025$$

Betoniteräksen murtovenymä

$$\varepsilon_{c2.2} := \frac{2 + 0.085 \cdot \left( \frac{f_{ck.2}}{\text{MPa}} - 50 \right)^{0.53}}{1000} = 0.0021$$

Kovabetonipintauksen puristuslujuutta vastaava puristuma

$$\varepsilon_{cu2.2} := \frac{2.6 + 35 \left[ \frac{\left( 90 - \frac{f_{ck.2}}{\text{MPa}} \right)^4}{100} \right]}{1000} = 0.0034$$

Kovabetonipintauksen murtopuristuma

### 1.1.3 Vaadittava pääraudoitus:

$$Q_{\tau, \max} := \frac{F_t}{2} = 6.125 \cdot \text{kN}$$

Palkissa oleva leikkausvoima

$$M := Q_{\tau, \max} \cdot \left( \frac{l_t}{2} - \frac{l_{tuki}}{2} \right) = 1.072 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Laattaan aiheutuva taivutusmomentti

$$\phi_s := 12 \text{ mm}$$

Pääteräksen halkaisija

$$c_{\min, b} := \phi_s = 12 \cdot \text{mm}$$

Tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$$c_{\min, \text{dur}} := 10 \text{ mm}$$

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$$c_{\min} := \max(c_{\min, b}, c_{\min, \text{dur}}, 10 \text{ mm}) = 12 \cdot \text{mm}$$

Betonipeitteen vähimmäisarvo

$$\Delta c_{\text{dev}} := 5 \text{ mm}$$

Betonipeitteen sallittu mittapoikkeama

$$e_1 := c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} + \frac{\phi_s}{2} = 23 \cdot \text{mm}$$

Etäisyys laatan alapinnasta pääteräksen painopisteeseen

$$d_t := h_t - e_1 = 77 \cdot \text{mm}$$

Laatan tehollinen korkeus

$$\lambda := 0.8 - \frac{\left( \frac{f_{ck.2}}{\text{MPa}} - 50 \right)}{400} = 0.798$$

Tehollisen korkeuden määrittävä kerroin, kun  $50 \text{ MPa} < f_{c,k} < 90 \text{ MPa}$ . [1992-1-1 3.1.7]

$$\eta := 1 - \frac{\left( \frac{f_{ck.2}}{\text{MPa}} - 50 \right)}{200} = 0.996$$

Tehollisen lujuuden määrittävä kerroin, kun  $50 \text{ MPa} < f_{c,k} < 90 \text{ MPa}$ . [1992-1-1 3.1.7]

$$\lambda x := d_t - \sqrt{d_t^2 - 2 \cdot \frac{M}{b_t \cdot (f_{ck.2} \cdot \eta)}} = 1.39 \cdot \text{mm}$$

Puristuspinnan korkeus

$$A_{s,M} := \lambda_x \cdot b_t \cdot \frac{f_{ck,2} \cdot \eta}{f_{yk}} = 28.095 \cdot \text{mm}^2$$

Vaadittava pääraudoituksen pinta-ala

$$\Delta F_{tk} := 0.5 \cdot Q_{T,max} \cdot \cot(45\text{deg}) = 3.063 \cdot \text{kN}$$

Leikkausvoimasta aiheutuva lisävetovoima pääteräksille

$$A_{s,V} := \frac{\Delta F_{tk}}{f_{yk}} = 6.125 \cdot \text{mm}^2$$

Leikkausvoimasta aiheutuvan lisävetovoiman vaatima lisäys pääteräksiin

$$A_s := A_{s,M} + A_{s,V} = 34.22 \cdot \text{mm}^2$$

$$T_{lkm} := 4$$

Pääterästen lukumäärä

$$A_{s,tod} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_s}{2} \right)^2 \cdot T_{lkm} = 452.389 \cdot \text{mm}^2$$

Valittu pääterästen määrä

$$\text{Taivutuskestävyys} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } A_s \leq A_{s,tod} \\ \text{"Ei kestä!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK!"}$$

Valitaan siis pääteräkset 4T12

$$A_{s,min} := \max \left( 0.26 \cdot \frac{f_{ctm,1}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_t, 0.0013 \cdot b_t \cdot d_t \right) = 20.02 \cdot \text{mm}^2$$

Minimiraudoitus

$$\text{Minimiraudoitus} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } A_{s,min} \leq A_{s,tod} \\ \text{"Ei kestä!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK!"}$$

$$A_{s,max} := 0.04 \cdot A_c = 800 \cdot \text{mm}^2$$

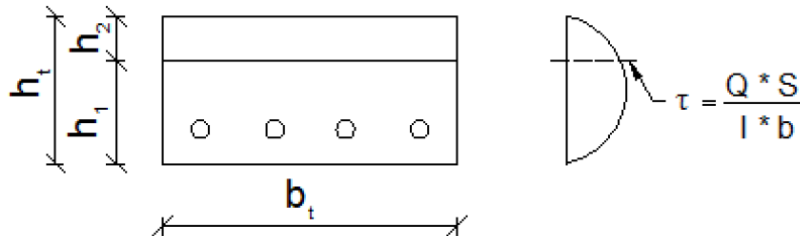
Maksimiraudoitus

$$\text{Maksimiraudoitus} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } A_{s,tod} \leq A_{s,max} \\ \text{"Ei kestä!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK!"}$$

$$K_{ApT} := \frac{A_s}{A_{s,tod}} = 7.56\%$$

Pääraudoituksen käyttöaste

### 1.1.4 Betonin ja kovabetonipintauksen rajapintaan aiheutuva leikkajännitys muunnetulla poikkileikkauksella:



$$y_1 := \frac{h_1}{2} = 35 \cdot \text{mm}$$

Betoniosan painopisteen etäisyys laatan alapinnasta

$$y_2 := h_1 + \frac{h_2}{2} = 85 \cdot \text{mm}$$

Kovabetonipintauksen painopisteen etäisyys laatan alapinnasta

$$y_3 := e_1 = 23 \cdot \text{mm}$$

Pääterästen painopisteen etäisyys laatan alapinnasta

$$n_2 := \frac{E_{\text{cm.2}}}{E_{\text{cm.1}}} = 1.493$$

Kovabetonipintauksen ja betonin välinen kimmokertoimien suhde

$$n_3 := \frac{E_y}{E_{\text{cm.1}}} = 9.217$$

Teräksen ja betonin välinen kimmokertoimien suhde

$$y_{\text{pp}} := \frac{A_1 \cdot y_1 + n_2 \cdot A_2 \cdot y_2 + (n_3 - 1) \cdot A_{\text{s.tod}} \cdot y_3}{A_1 + A_2 \cdot n_2 + A_{\text{s.tod}} \cdot (n_3 - 1)} = 50.119 \cdot \text{mm}$$

Laatan painopisteen etäisyys laatan alapinnasta

$$y_{1.\text{epp}} := y_{\text{pp}} - y_1 = 15.119 \cdot \text{mm}$$

Osien painopisteiden etäisyydet laatan painopisteeseen

$$y_{2.\text{epp}} := y_2 - y_{\text{pp}} = 34.881 \cdot \text{mm}$$

$$y_{3.\text{epp}} := y_{\text{pp}} - y_3 = 27.119 \cdot \text{mm}$$

$$I_{\text{muun}} := \frac{b_t \cdot h_1^3}{12} + \frac{b_t \cdot h_2^3}{12} + A_1 \cdot y_{1.\text{epp}}^2 + n_2 \cdot A_2 \cdot y_{2.\text{epp}}^2 + (n_3 - 1) \cdot A_{\text{s.tod}} \cdot y_{3.\text{epp}}^2 = 2.3 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Muunnetun poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$$S_{t.\text{muun}} := [A_1 + (n_3 - 1) \cdot A_{\text{s.tod}}] \cdot \frac{[A_1 \cdot y_{1.\text{epp}} + (n_3 - 1) \cdot A_{\text{s.tod}} \cdot y_{3.\text{epp}}]}{A_1 + (n_3 - 1) \cdot A_{\text{s.tod}}} = 3.125 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

Kimmokertoimien suhteessa painotettu staattinen momentti



$$Q_{\tau.\text{muun}} := \frac{\tau \cdot I_{\text{muun}} \cdot b_t}{S_{t.\text{muun}}} = 6.353 \cdot \text{kN}$$

Maksimi leikkausvoima

$$\tau_{\text{sauma}} := \frac{Q_{\tau.\text{max}} \cdot S_{t.\text{muun}}}{I_{\text{muun}} \cdot b_t} = 0.416 \cdot \text{MPa}$$

$$K_{A_{MR}} := \frac{\tau_{\text{sauma}}}{\tau} = 96.41 \cdot \%$$

Leikkausjännityksen käyttöaste materiaalien rajapinnassa muunnetulla poikkileikkauksella

### 1.1.5 Leikkausjännitys pääterästen tasossa muunnetulla poikkileikkauksella:

Tarkistetaan, että betonissa olevien pääterästen aiheuttamasta epäjatkuvuuskohdasta johtuvan leikkausjännityksen pääterästen tasossa ei ylitä.

$$y_{4.\text{epp}} := y_{\text{pp}} - \frac{e_1}{2} = 38.619 \cdot \text{mm}$$

Etäisyys koko laatan painopisteestä terästen alapuolelle jäävän betonin painopisteeseen

$$A_y := e_1 \cdot b_t = 4.6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin pinta-ala poikkileikkauksessa

$$S_{t.y} := A_y \cdot y_{4.\text{epp}} = 1.776 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

Staattinen momentti

$$\tau_{\text{pt.taso.muun}} := \frac{Q_{\tau.\text{max}} \cdot S_{t.y}}{I_{\text{muun}} \cdot (b_t - \phi_s \cdot T_{\text{lkm}})} = 0.31 \cdot \text{MPa}$$

Maksimi leikkausjännitys betonissa pääterästen tasossa

$$\text{Pääterästen\_tasossa\_vaikuttava\_leikkausjännitys} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \tau_{\text{pt.taso.muun}} \leq f_{\text{ctk.1}} \\ \text{"Ei kestä!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK!"}$$

$$K_{A_{LPT.MUUN}} := \frac{\tau_{\text{pt.taso.muun}}}{f_{\text{ctk.1}}} = 18.33 \cdot \%$$

Leikkausjännityksen käyttöaste pääterästen tasossa muunnetulla poikkileikkauksella

### 1.1.6 Laatan halkeamamomentti:

$$M_{\text{cr}} := \frac{f_{\text{ctk.1}} \cdot I_{\text{muun}}}{y_{\text{pp}}} = 0.779 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

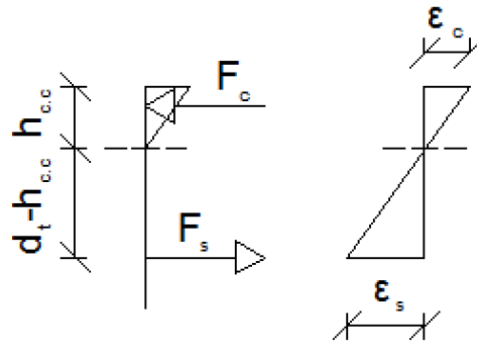
$$M = 1.072 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Halkeamamomentti} := \begin{cases} \text{"Ei halkeile!"} & \text{if } M \leq M_{\text{cr}} \\ \text{"Halkeilee!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Halkeilee!"}$$

Poikkileikkauksen ei voida olettaa toimivan halkeilemattomana.

### 1.1.7 Halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys:

Lasketaan halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys Branson'in kaavan avulla.



$$n_{3,cr} := \frac{E_y}{E_{cm,2}} = 6.173$$

Teräksen ja kovabetonipintauksen  
kimmokertoimien suhde

$$h_{c,c} := \frac{-n_{3,cr} \cdot A_{s,tod}}{b_t} \dots + \frac{1}{b_t} \cdot \sqrt{(n_{3,cr} \cdot A_{s,tod})^2 + 2 \cdot n_{3,cr} \cdot A_{s,tod} \cdot d_t \cdot b_t}$$

$$= 34.465 \cdot \text{mm}$$

Puristetun betonipinnan  
korkeus

$$I_{cr} := \frac{b_t \cdot h_{c,c}^3}{12} + n_{3,cr} \cdot A_{s,tod} \cdot (d_t - h_{c,c})^2 = 5.735 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Täysin halkeilleen poikkileikkauksen  
jäyhyysmomentti

$$I_{eff,1} := I_{cr} + \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \cdot (I_{muun} - I_{cr}) = 1.237 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Tehollinen jäyhyysmomentti  
Branson'in kaavalla

$$I_{eff} := \min(I_{eff,1}, I_{muun}) = 1.237 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

Branson'in kaavassa oleva ehto

### 1.1.8 Betonin ja kovabetonipintauksen rajapintaan aiheutuva leikkausjännitys halkeilleessa poikkileikkauksella:

$$S_{cr.mr} := A_2 \cdot n_2 \cdot \left( h_{c.c} - h_2 + \frac{h_2}{2} \right) = 1.744 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

Staatinen momentti halkeilleessa poikkileikkauksessa

$$\tau_{mr.eff} := \frac{Q_{\tau.max} \cdot S_{cr.mr}}{I_{eff} \cdot b_t} = 0.432 \cdot \text{MPa}$$

Leikkausjännitys materiaalien rajapinnassa tehollisen poikkileikkauksen avulla laskettuna

$$\text{Rajapinnassa\_vaikuttava\_leikkausjännitys\_}I_{eff} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \tau_{mr.eff} \leq \tau \\ \text{"Ei kestä!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$K_{A_{MR.Ieff}} := \frac{\tau_{mr.eff}}{\tau} = 100.01 \cdot \%$$

Leikkausjännityksen käyttöaste materiaalien rajapinnassa halkeilleessa poikkileikkauksessa

### 1.1.9 Leikkausjännitys pääterästen tasossa halkeilleessa poikkileikkauksessa:

$$S_{cr.pt.taso} := A_{s.tod} \cdot n_3 \cdot (d_t - h_{c.c}) = 1.774 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

Staatinen momentti halkeilleessa poikkileikkauksessa

$$\tau_{pt.taso.eff} := \frac{Q_{\tau.max} \cdot S_{cr.pt.taso}}{I_{eff} \cdot (b_t - \phi_s \cdot T_{lkm})} = 0.578 \cdot \text{MPa}$$

Leikkausjännitys terästen tasossa tehollisen poikkileikkauksen avulla laskettuna

$$\text{Pääterästen\_tasossa\_vaikuttava\_leikkausjännitys\_}I_{eff} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \tau_{pt.taso.eff} \leq f_{ctk.1} \\ \text{"Ei kestä!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$K_{A_{LPT.Ieff}} := \frac{\tau_{pt.taso.eff}}{f_{ctk.1}} = 34.01 \cdot \%$$

Leikkausjännityksen käyttöaste pääterästen tasossa halkeilleessa poikkileikkauksessa

### 1.1.10 Laatan leikkauskestävyys:

Oletetaan että kovabetonipintausta kantaa kaikki leikkausvoimat.

$$A_{v.2} := \sqrt{2} \cdot h_2 \cdot b_t = 8.485 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Kovabetonipintauksen ala joka ottaa vastaan leikkausvoimaa

$$V_{Rk.c.2} := f_{ctk.2} \cdot A_{v.2} = 24.267 \cdot \text{kN}$$

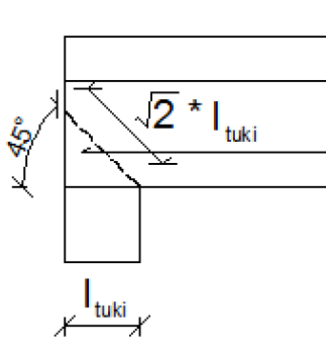
Kovabetonipintauksen maksimi leikkausvoimakkestävyys

$$\text{Leikkauskestävyys} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } Q_{\tau.max} \leq V_{Rk.c.2} \\ \text{"Ei kestä!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$K_{A_{LL}} := \frac{Q_{\tau.max}}{V_{Rk.c.2}} = 25.24 \cdot \%$$

Leikkauskestävyyden käyttöaste

## 1.1.11 Kulman lohkeaminen tuella:



$$F_{\text{lohk}} := Q_{\tau, \text{max}} \cdot \sin(45 \text{deg}) = 4.331 \cdot \text{kN}$$

Lohkaiseva voima

$$l_{\text{tuki}} = 50 \cdot \text{mm}$$

Tuen leveys

$$A_{\text{lohk}} := l_{\text{tuki}} \cdot \sqrt{2} \cdot b_t = 1.414 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Leikkautuvan tason pinta-ala kun oletetaan lohkeamisen tapahtuvan 45 asteen kulmassa

$$\eta_1 := 1$$

Kerroin joka liittyy tartuntaolosuhteiden laatuun ja tangon sijaintiin betonoinnin aikana

$$\eta_2 := 1$$

Kerroin joka riippuu tangon halkaisijasta (= 1 kun  $\phi < 32 \text{ mm}$ )

$$f_{\text{bk}} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{\text{ctk},1} = 3.821 \cdot \text{MPa}$$

Tartuntalujuuden ominaisarvo

$$l_{\text{b.rqk}} := \left( \frac{\phi_s}{4} \right) \cdot \left( \frac{f_{\text{yk}}}{f_{\text{bk}}} \right) = 392.528 \cdot \text{mm}$$

Ankkurointipituudelta vaadittava perusarvo

$$F_{\text{s.lohk}} := \frac{l_{\text{tuki}} - e_1 - c_{\text{min},b}}{l_{\text{b.rqk}}} \cdot f_{\text{yk}} \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_s}{2} \right)^2 \cdot T_{\text{lkm}} = 8.644 \cdot \text{kN}$$

Voima, jolla pääteräkset voivat vastustaa kulman lohkeamista tuella. Kapasiteettia ei ole hyödynnetty käyttöasteen laskennassa.

$$\sigma_{\text{c.lohk}} := \frac{F_{\text{lohk}}}{A_{\text{lohk}}} = 0.306 \cdot \text{MPa}$$

Betonin jännitys lohkeamisen tasossa

$$\text{Kulman\_leikkautuminen\_tuella} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \sigma_{\text{c.lohk}} \leq f_{\text{ctk},1} \\ \text{"Ei kestä!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK!"}$$

$$K_{\text{AKLT}} := \frac{\sigma_{\text{c.lohk}}}{f_{\text{ctk},1}} = 18.03 \cdot \%$$

Käyttöaste kulman lohkeamiselle tuella

**1.1.12 Tukipaine:**

$$\sigma_{c.tuki} := \frac{Q_{\tau.max}}{l_{tuki} \cdot b_t} = 0.612 \cdot \text{MPa}$$

Tuella vaikuttava jännitys

$$\text{Puristuskestävyys\_tuella} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \sigma_{c.tuki} \leq f_{ck.1} \\ \text{"Ei kestä!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK!"}$$

$$KA_{TP} := \frac{\sigma_{c.tuki}}{f_{ck.1}} = 2.66\%$$

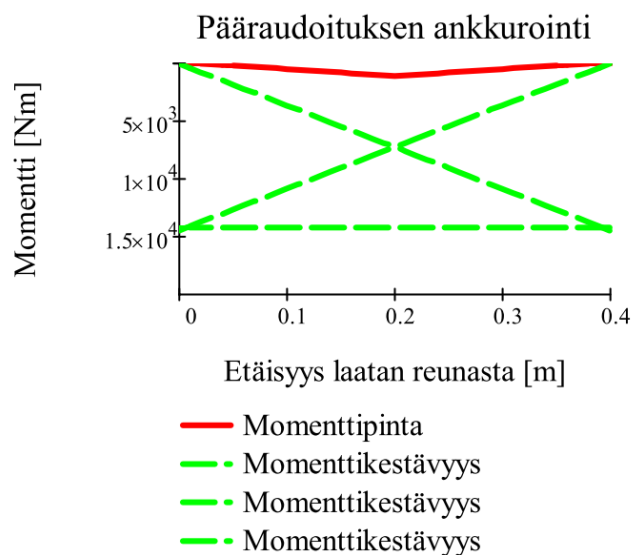
Puristuskestävyyden käyttöaste tuella

**1.1.13 Pääraudoituksen ankkurointi tuella:**

$$x := 0\text{m}, 0.01\text{m}..l_t$$

$$M_a(x) := \begin{cases} 0 & \text{if } x \leq \frac{l_{tuki}}{2} \\ \left[ Q_{\tau.max} \cdot \left( x - \frac{l_{tuki}}{2} \right) \right] & \text{if } x \geq \frac{l_{tuki}}{2} \\ \left[ Q_{\tau.max} \cdot \left( x - \frac{l_{tuki}}{2} \right) - 2 \cdot Q_{\tau.max} \cdot \left( x - \frac{l_t}{2} \right) \right] & \text{if } x > \frac{l_t}{2} \\ 0 & \text{if } x \geq l_t - \frac{l_{tuki}}{2} \end{cases}$$

$$M_{res.1}(x) := \frac{x}{l_{b.rqk}} \cdot M \cdot \frac{A_{s.tod}}{A_s} \quad M_{res.2}(x) := \frac{x - l_t}{l_t - l_{b.rqk} - l_t} \cdot M \cdot \frac{A_{s.tod}}{A_s} \quad M_{res.max} := \left( M \cdot \frac{A_{s.tod}}{A_s} \right)$$



**1.1.14 Laatan halkeilu taivutuksesta:**

Maksimi halkeamaväli on laskettu SFS-EN 1992-1-1 7.3.4 (7.11) mukaisesti.

$$k_3 := 3.4$$

$$c := e_1 - \frac{\phi_s}{2} = 17 \cdot \text{mm}$$

Vetorausituksen betonipeite

$$k_1 := 0.8$$

Kerroin, jonka avulla otetaan huomioon tankojen tartuntaominaisuudet

$$k_2 := 0.5$$

Kerroin, jonka avulla otetaan huomioon venymäjakauma

$$k_4 := 0.425$$

$$h_{c,eff} := \min \left[ 2.5 \cdot (h_t - d_t), \frac{(h_t - h_{c,c})}{3}, \frac{h_t}{2} \right] = 21.845 \cdot \text{mm}$$

$$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b_t = 4.369 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Teräksiä ympäröivän vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,tod}}{A_{c,eff}} = 0.104$$

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p,eff}} = 77.502 \cdot \text{mm}$$

Maksimi halkeamaväli

$$x := \frac{l_t}{2} = 200 \cdot \text{mm}$$

Etäisyys laatan reunasta

$$M_a(x) = 1.072 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Laattaan aiheutuva taivutusmomentti etäisyydellä x laatan reunasta

$$M_{cr} = 0.779 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Halkeamamomentti}_x := \begin{cases} \text{"Ei halkeile!"} & \text{if } M_a(x) \leq M_{cr} \\ \text{"Halkeilee!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Halkeilee!"}$$

$$x := \frac{l_t}{2} - s_{r,max} = 122.498 \cdot \text{mm}$$

Etäisyys laatan reunasta

$$M_a(x) = 0.597 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Laattaan aiheutuva taivutusmomentti etäisyydellä x laatan reunasta

$$\text{Halkeamamomentti}_x := \begin{cases} \text{"Ei halkeile!"} & \text{if } M_a(x) \leq M_{cr} \\ \text{"Halkeilee!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Ei halkeile!"}$$

Laattaan voi syntyä yksi halkeama jännevälin puoliväliin taivutuksesta johtuen.

**1.1.15 Teräksen venymä kuormasta  $F_t$  :**

$$F_s := \frac{M}{\left(d_t - \frac{h_{c.c}}{3}\right)} = 16.362 \cdot \text{kN}$$

Voima teräksessä

$$\sigma_{s.tod} := \frac{F_s}{A_{s.tod}} = 36.167 \cdot \text{MPa}$$

Jännitys teräksessä

$$\epsilon_{s.tod} := \frac{\sigma_{s.tod}}{E_y} = 0.01808 \cdot \%$$

Teräksen venymä

$$\text{Teräksen\_venymä} := \begin{cases} \text{"Teräs kimmoisella alueella!"} & \text{if } \epsilon_{s.tod} \leq \epsilon_{yk} \\ \text{"Teräkset myötää!"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Teräs kimmoisella alueella!"}$$

$$\frac{\epsilon_{s.tod}}{\epsilon_{yk}} = 7.233 \cdot \%$$

**1.1.16 Betonin puristuma kuormasta  $F_t$  :**

$$\epsilon_{c.tod} := \frac{h_{c.c}}{d_t - h_{c.c}} \cdot \epsilon_{s.tod} = 0.015 \cdot \%$$

Betonin puristuma kuormasta  $F_t$ 

$$\epsilon_c := 0,00001 \dots \epsilon_{cu2.2}$$

$$n := 1.4 + 23.4 \left[ \frac{\left( 90 - \frac{f_{ck.2}}{\text{MPa}} \right)}{100} \right]^4 = 1.958$$

$$\epsilon_{c2.2} = 0.20704 \cdot \%$$

Kovabetonipintauksen puristuslujuutta vastaava puristuma

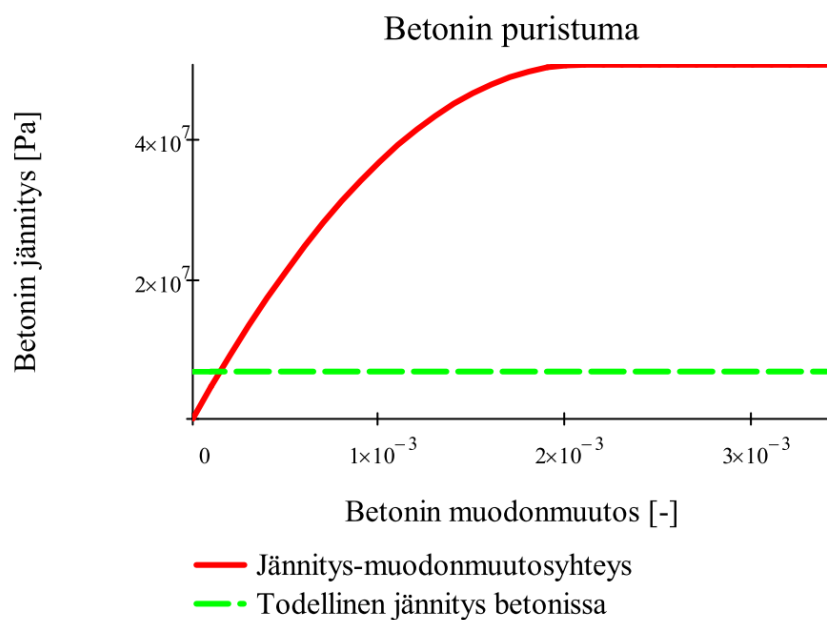
$$\epsilon_{cu2.2} = 0.34349 \cdot \%$$

Kovabetonipintauksen murtopuristuma

$$\sigma_c(\epsilon_c) := \begin{cases} f_{ck.2} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2.2}} \right)^n \right] & \text{if } \epsilon_c \leq \epsilon_{c2.2} \\ f_{ck.2} & \text{if } \epsilon_c \geq \epsilon_{c2.2} \end{cases}$$

Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys [1992-1-1 3.1.7]

$$\sigma_{c.tod}(\epsilon_{c.tod}) := f_{ck.2} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_{c.tod}}{\epsilon_{c2.2}} \right)^n \right]$$

Todellinen jännitys betonissa muodonmuutoksesta  $\epsilon_{c.tod}$ 



**1.1.17 Käyttöasteet eri tarkasteluista:**

$KA_{MR} = 96.41\cdot\%$	Leikkausjännityksen käyttöaste materiaalien rajapinnassa muunnetulla poikkileikkauksella
$KA_{PT} = 7.56\cdot\%$	Pääraudoituksen käyttöaste
$KA_{LPT.MUUN} = 18.33\cdot\%$	Leikkausjännityksen käyttöaste pääterästen tasossa muunnetulla poikkileikkauksella
$KA_{MR.Ieff} = 100.01\cdot\%$	Leikkausjännityksen käyttöaste materiaalien rajapinnassa halkeilleessa poikkileikkauksessa
$KA_{LPT.Ieff} = 34.01\cdot\%$	Leikkausjännityksen käyttöaste pääterästen tasossa halkeilleessa poikkileikkauksella
$KA_{LL} = 25.24\cdot\%$	Leikkauskestävyyden käyttöaste
$KA_{KLT} = 18.03\cdot\%$	Käyttöaste kulman lohkeamiselle tuella
$KA_{TP} = 2.66\cdot\%$	Puristuskestävyyden käyttöaste tuella

**1.1.18 Leikkausjännitykset eri menetelmillä laskettuna:****Leikkausjännitys EC2 mukaan:**

$\beta := 1$	Uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde puristusalueella
$Q_{\tau,max} = 6.125\cdot kN$	Rakenteessa vaikuttava leikkausvoima
$z_t := d_t - \frac{\lambda_x}{2} = 76.305\cdot mm$	Koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
$b_t = 200\cdot mm$	Rajapinnan leveys
$v_{Ek} := \frac{\beta \cdot Q_{\tau,max}}{z_t \cdot b_t} = 0.401\cdot MPa$	Materiaalien rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys

**Leikkausjännitys, Elastinen palkkiteoria Ig:**

$\tau_{sauma} = 0.416\cdot MPa$	Muunnetulla PL
---------------------------------	----------------

**Leikkausjännitys, Elastinen palkkiteoria Ieff:**

$\tau_{mr,eff} = 0.432\cdot MPa$	Tehollisella PL
----------------------------------	-----------------

**Leikkausjännitys, Elastinen palkkiteoria Icr:**

$\tau_{mr,cr} := \frac{Q_{\tau,max} \cdot S_{cr,mr}}{I_{cr} \cdot b_t} = 0.931\cdot MPa$	Haljenneella PL
--	-----------------

**1.2 Puhdas leikkaus, KOE 2A:**

$$b_{k2} := 100\text{mm}$$

Kappaleen leveys

$$h_{k2} := 200\text{mm}$$

Kappaleen korkeus

$$\tau_{k2} := f_{ctk,1} \cdot c_t = 0.34 \cdot \text{MPa}$$

Arvio sauman leikkauskestävyydelle [SFS-EN 1992-1-1 6.2.5]

$$F_{k2} := b_{k2} \cdot h_{k2} \cdot \tau_{k2} = 6.79 \cdot \text{kN}$$

Vaadittava kuorma

$$F_{x,k2} := \frac{F_{k2} \cdot 30\text{mm}}{170\text{mm}} = 1.199 \cdot \text{kN}$$

Vaakasuuntaisen tuen voima

**1.3 Puhdas leikkaus, KOE 2B:**

$$b_{k2B} := 80\text{mm}$$

Kappaleen leveys

$$h_{k2B} := 160\text{mm}$$

Kappaleen korkeus

$$\tau_{k2B} := f_{ctk,1} \cdot c_t = 0.34 \cdot \text{MPa}$$

Arvio sauman leikkauskestävyydelle [SFS-EN 1992-1-1 6.2.5]

$$F_{k2B} := b_{k2B} \cdot h_{k2B} \cdot \tau_{k2B} = 4.35 \cdot \text{kN}$$

Vaadittava kuorma

$$F_{x,k2B} := \frac{F_{k2B} \cdot 20\text{mm}}{130\text{mm}} = 0.669 \cdot \text{kN}$$

Vaakasuuntaisen tuen voima

**1.4 Puhdas leikkaus, KOE 3A/B:**

$$\phi_{k3} := 50\text{mm}$$

Lieriön halkaisija

$$\tau_{k3} := f_{ctk,1} \cdot c_t = 0.34 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{k3} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{k3}}{2} \right)^2 \cdot \tau_{k3} = 0.667 \cdot \text{kN}$$

Vaadittava kuorma

**1.5 Vetokestävyys, KOE 4:**

$$\phi_{k4} := 50\text{mm}$$

Lieriön halkaisija

$$\sigma_{k4} := f_{ctk,1} = 1.7 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{k4} := \pi \cdot \left( \frac{\phi_{k4}}{2} \right)^2 \cdot \sigma_{k4} = 3.33 \cdot \text{kN}$$

Vaadittava kuorma

**1.6 Vinoleikkaus, KOE 5:**

$$A_{\tau.k5} := 200\text{mm} \cdot 100\text{mm} = 0.02\text{m}^2$$

Leikkautuvan pinnan ala

$$F_{k5} := 10.26\text{kN}$$

Iteroidaan kuormaa, kestävyys on riippuvainen leikkautuvaa pintaa vastaan kohtisuorasta jännituksesta.

$$\sigma_{n.k5} := \frac{F_{k5} \cdot \sin(30\text{deg})^2}{(100\text{mm})^2} = 0.256\text{MPa}$$

Saumaa vastaan kohtisuora jännitys

$$\tau_{k5} := f_{ctk.1} \cdot c_t + \mu_t \cdot \sigma_{n.k5} = 0.49\text{MPa}$$

Sauman leikkauskestävyys

$$F_{k5} := A_{\tau.k5} \cdot \tau_{k5} = 9.87\text{kN}$$

Vaadittava kuorma

**2 Suomen rakentamismääräyskokoelma B4:n mukainen kestävyys:**

Koekappaleiden pinnan karheus luokitellaan sileäksi.

$$\beta_2 := 0.2$$

$$\mu_v := 0.6$$

$$f_{ck.1} = 23\text{MPa}$$

Betonin lieriöpuristuslujuus

$$f_{ck.1K} := 29.0\text{MPa}$$

Betonin kuutiopuristuslujuus

$$\rho_c := 2330 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Käytetyn betonin mitattu tiheys

$$\epsilon_{cu} := \frac{\left(1.1 + \frac{\rho_c}{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}\right)}{1000} = 3.43 \times 10^{-3}$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{cu} \leq 3.5\text{‰}$$

Betonin murtopuristuma

$$\alpha := 58 \cdot \epsilon_{cu} = 0.199$$

$$\leq 0.2$$

$$f_{ctk.1K} := \alpha \cdot \left(\frac{f_{ck.1K}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 1.88\text{MPa}$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo

### 2.1 Taivutusleikkaus, KOE-1:

$$v_{u.1} := \beta_2 \cdot f_{ctk.1K} + \mu_v \cdot \sigma_n = 0.467 \cdot \text{MPa} \geq \frac{Q_{\tau.\max}}{b_t \cdot d_t} = 0.398 \cdot \text{MPa}$$

### 2.2 Puhdas leikkaus, KOE 2A:

$$v_{u.2A} := \beta_2 \cdot f_{ctk.1K} = 0.376 \cdot \text{MPa}$$

### 2.3 Puhdas leikkaus, KOE 2B:

$$v_{u.2B} := \beta_2 \cdot f_{ctk.1K} = 0.376 \cdot \text{MPa}$$

### 2.4 Puhdas leikkaus, KOE 3A:

$$v_{u.3A} := \beta_2 \cdot f_{ctk.1K} = 0.376 \cdot \text{MPa}$$

### 2.5 Puhdas leikkaus, KOE 3B:

$$v_{u.3B} := \beta_2 \cdot f_{ctk.1K} = 0.376 \cdot \text{MPa}$$

### 2.6 Vetokestävyys, KOE 4:

$$v_{u.4} := f_{ctk.1K} = 1.878 \cdot \text{MPa}$$

### 2.7 Vinoleikkaus, KOE 5:

$$A_{\tau.k5.B4} := 200\text{mm} \cdot 100\text{mm} = 0.02 \text{ m}^2$$

$$F_{k5.B4} := 10.73 \text{ kN}$$

$$\sigma_{n.k5.B4} := \frac{F_{k5.B4} \cdot \sin(30\text{deg})^2}{(100\text{mm})^2} = 0.268 \cdot \text{MPa}$$

$$v_{u.5} := \beta_2 \cdot f_{ctk.1K} + \mu_v \cdot \sigma_{n.k5.B4} = 0.537 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{l.5.B4} := A_{\tau.k5.B4} \cdot v_{u.5} = 10.73 \cdot \text{kN}$$

Leikkautuvan pinnan ala

Iteroidaan kuormaa, kestävyys on riippuvainen leikkautuvaa pintaa vastaan kohtisuorasta jännituksesta.

Saumaan vastaan kohtisuora jännitys

Sauman leikkauskestävyys

Vaadittava kuorma

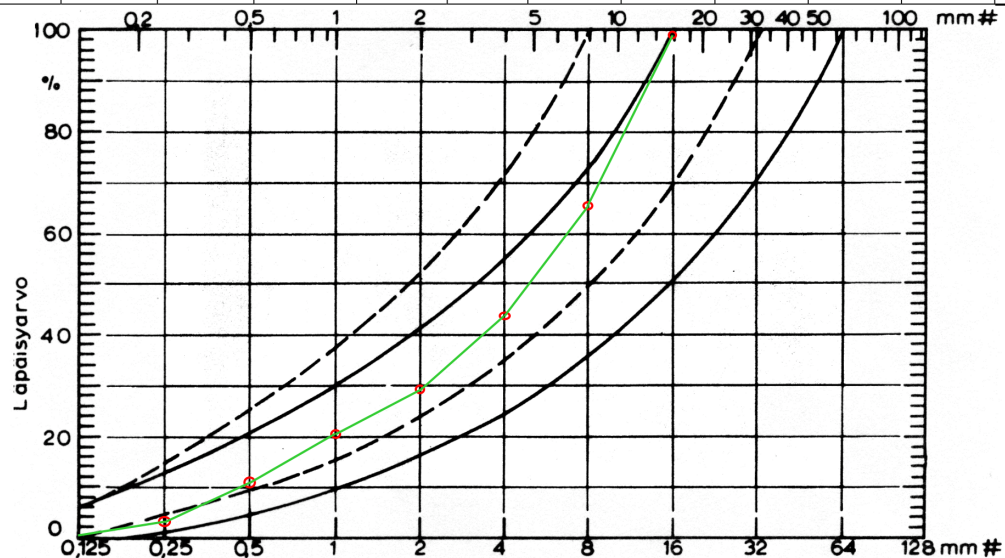
## Liite 2: Betonin koostumus

### MIX OF CONCRETE

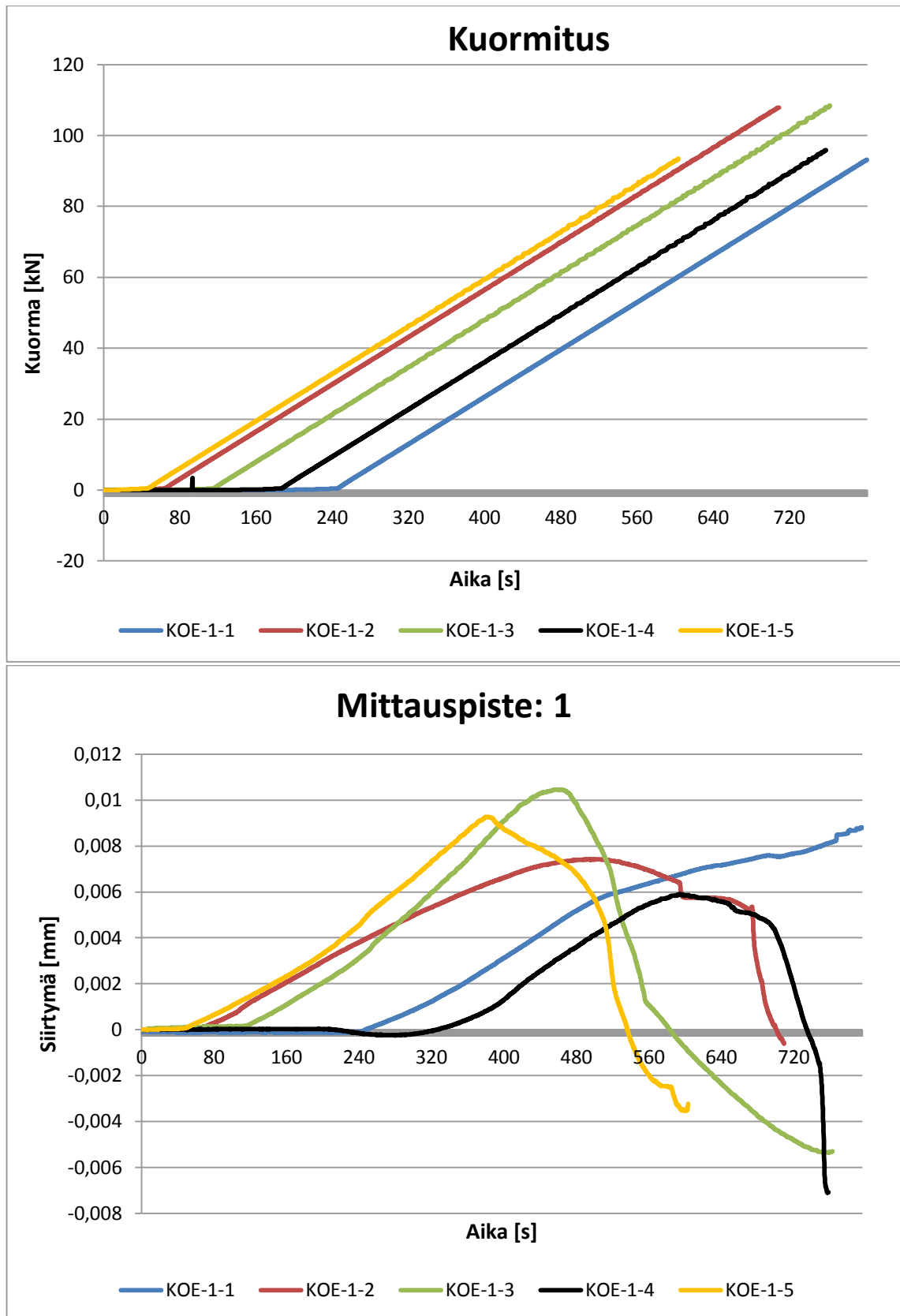
Constructor	Juho Korkeila	Construction work	Koestukset 3.12.2014
Structural components			
Nominal strengths	C25/30	Cement CEM I 52.5 R	Maximum grain size #16
		Target consistence sVB	Crushed aggregate % 0
Target strength MN/m <sup>2</sup>	36	Target slump mm	90
Relative strength MN/m <sup>2</sup>	26,1	Target flow table test mm	474
		Air dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	20
		Grading factor H	474
		Dosage	

Aggregate	Type	Humus	Sludge	Grading										H
				0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	32	64	
a	#0,1-0,6			4	30	88	100	100	100	100	100	100	100	822
b	#0,5-1,2			0	3	23	96	100	100	100	100	100	100	722
c	#1-2			0	0	1	13	86	100	100	100	100	100	600
d	#2-5			0	0	0	0	1	40	100	100	100	100	441
e	#8-16			0	0	0	0	0	0	5	96	100	100	301
Combination of aggregate	a 10 %			0,4	3	8,8	10	10	10	10	10	10	10	82,2
	b 10 %			0	0,3	2,3	9,6	10	10	10	10	10	10	72,2
	c 10 %			0	0	0,1	1,3	8,6	10	10	10	10	10	60
	d 35 %			0	0	0	0	0,35	14	35	35	35	35	154
	e 35 %			0	0	0	0	0	0	1,75	33,6	35	35	105
Combinated aggregate				0,4	3,3	11,2	20,9	29	44	66,7	98,6	100	100	474

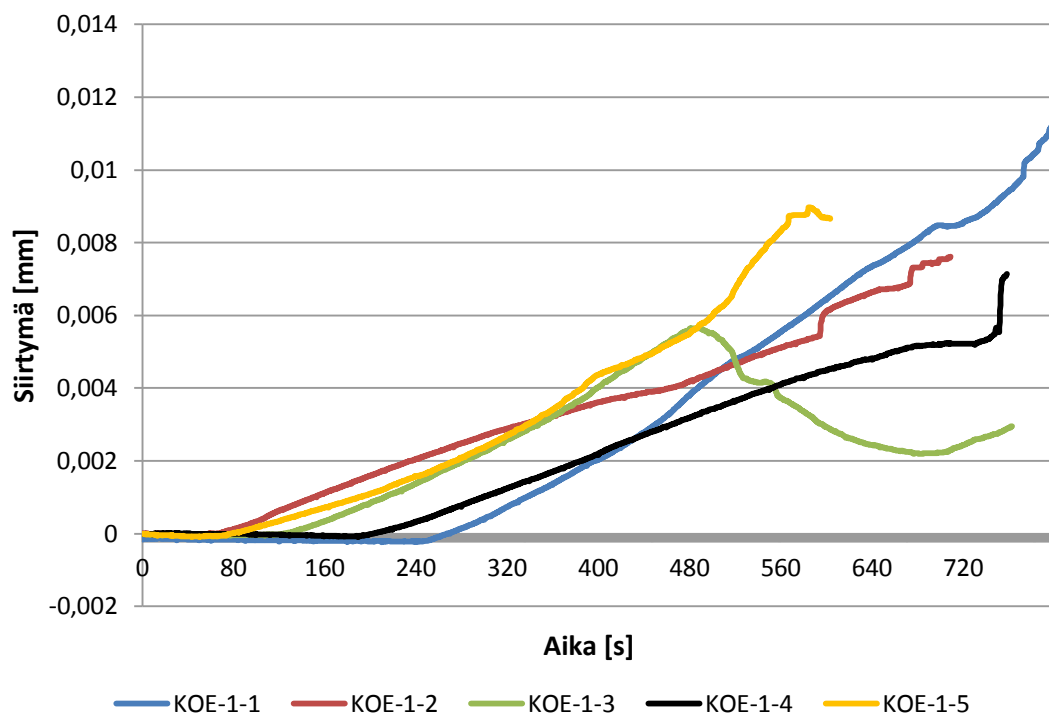
	Mix					Water content of aggregate				mix kg/m <sup>3</sup>	BATCH m <sup>3</sup> 0,04
	kg/m <sup>3</sup> (dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	%	Density Mg/m <sup>3</sup>	dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	total %	absorbed %	effective %	effective kg		
Cement	226,4		3,1	73	226,4	-----	-----	-----	-----	226,4	9,05
Aggregate	(73)	a 10	2,66	71,3	189,7	0	0,8	-0,8	-1,52	188,2	7,53
	1896,6	b 10	2,66	71,3	189,7	0	0,8	-0,8	-1,52	188,2	7,53
	( )	c 10	2,66	71,3	189,7	0	0,8	-0,8	-1,52	188,2	7,53
	(713)	d 35	2,66	249,6	663,8	0	0,8	-0,8	-5,3	658,5	26,34
	-----	e 35	2,66	249,5	663,8	0	0,8	-0,8	-5,3	658,5	26,34
Water	194	-----	1	194	194	-----	-----	-----	-15,1	209,1	8,36
Air	(20)	-----	-----	20	-----	-----	-----	-----	-----		
Total	2317	-----		1000	2317	-----	-----	-----	-----	2317	92,68



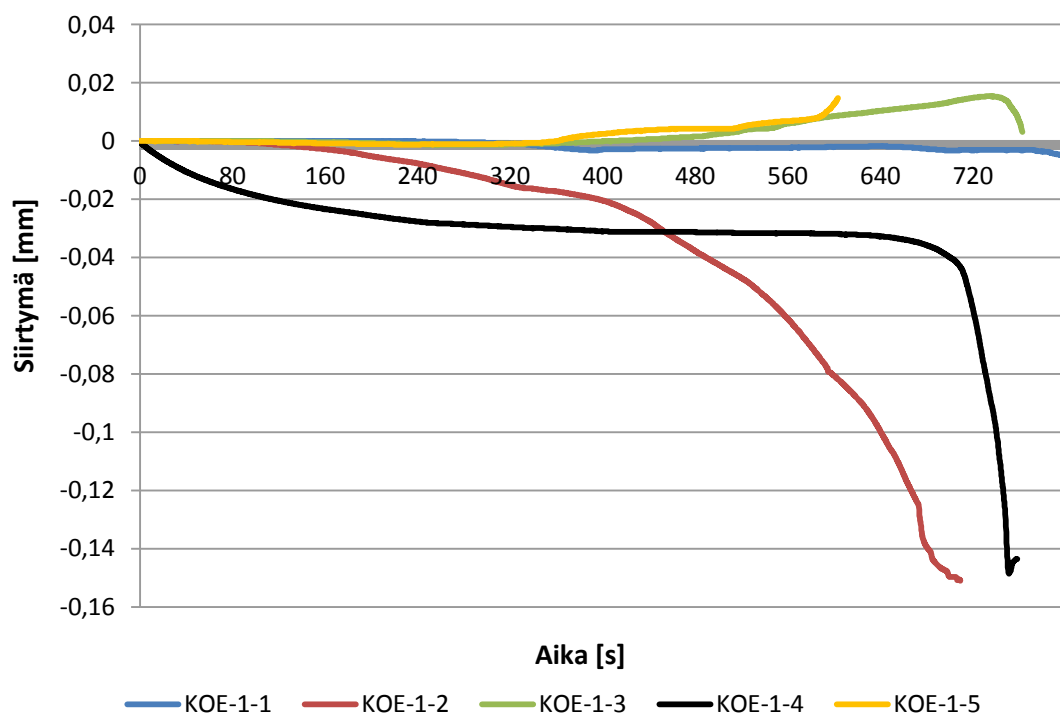


**Liite 3: Taivutusleikkauskokeiden mittaustulokset**

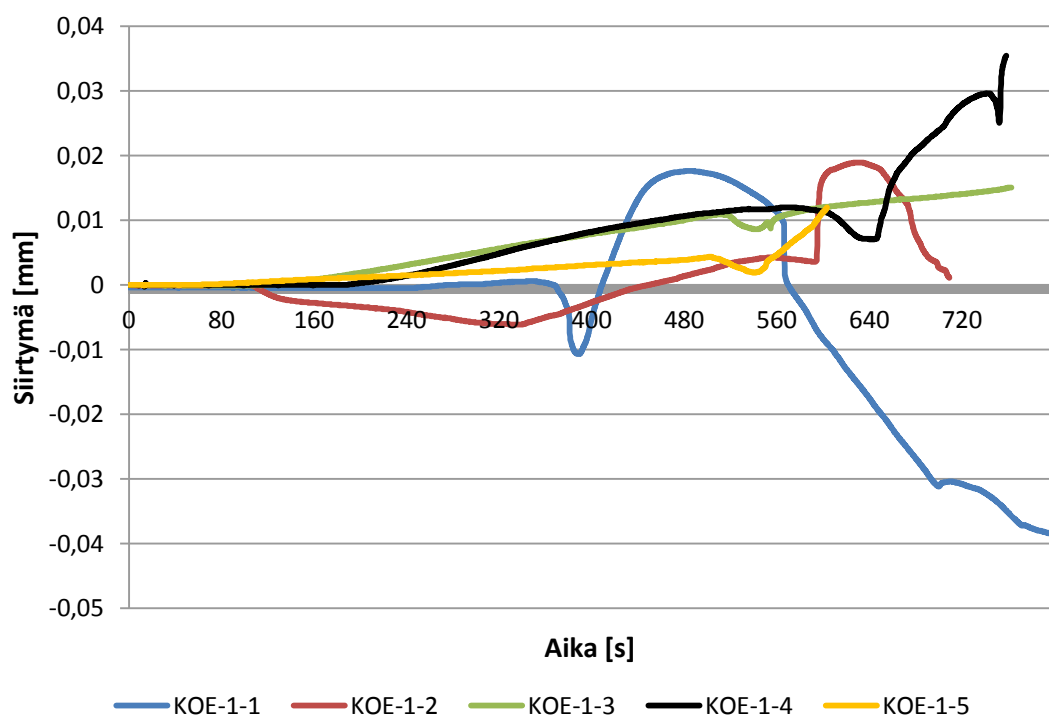
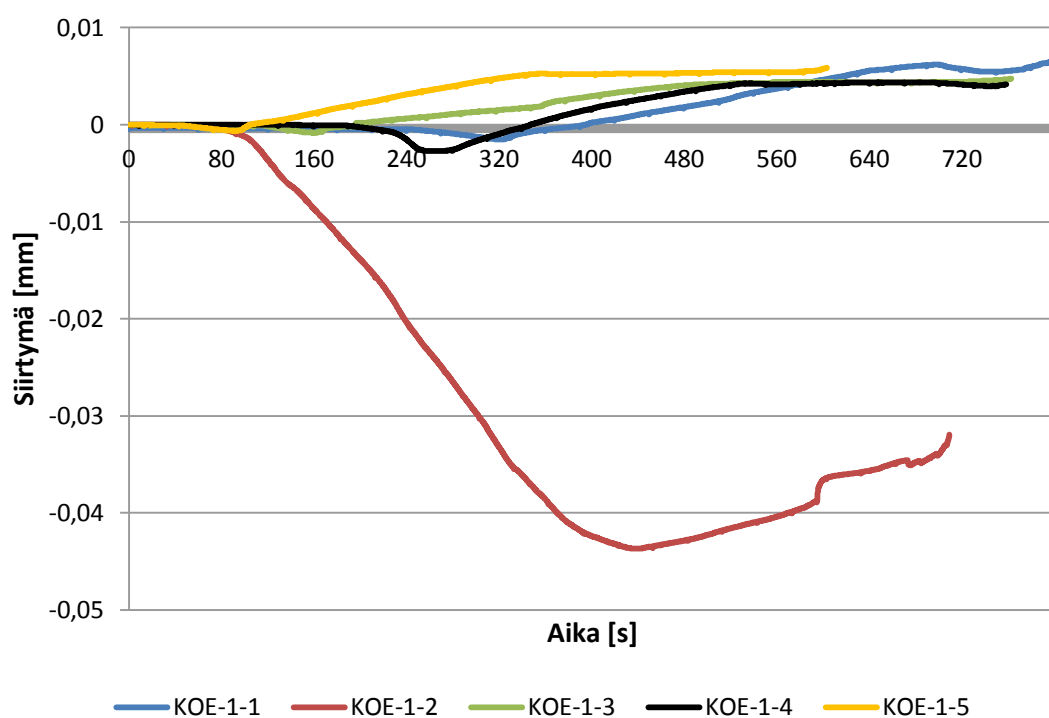
### Mittauspiste: 2



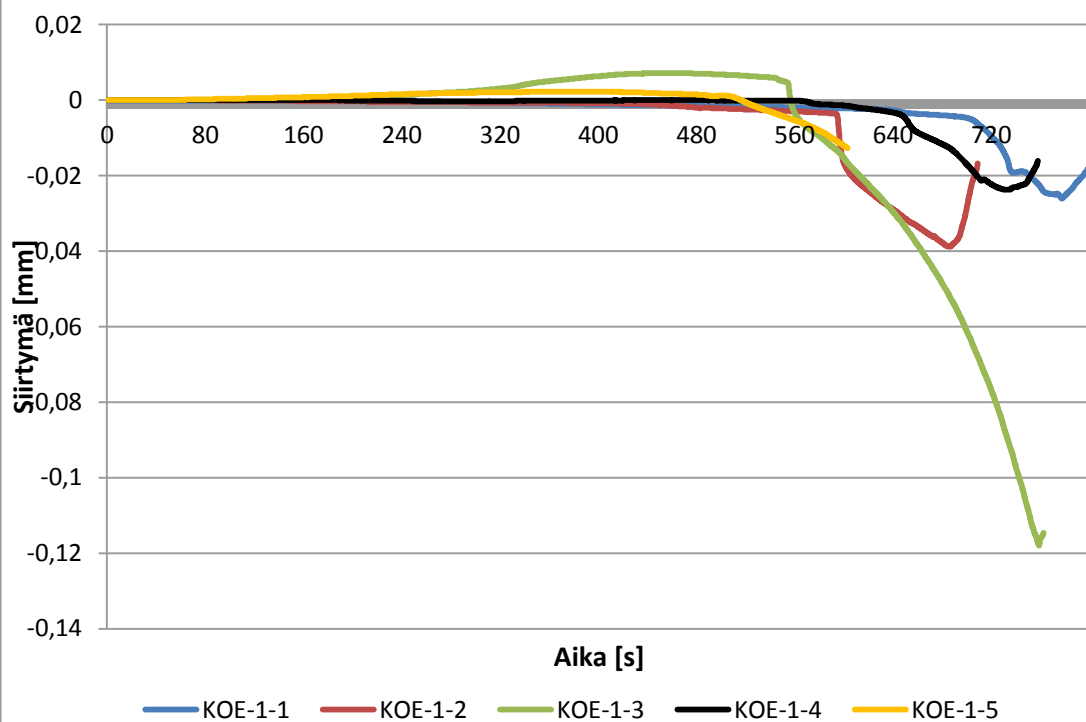
### Mittauspiste: 3



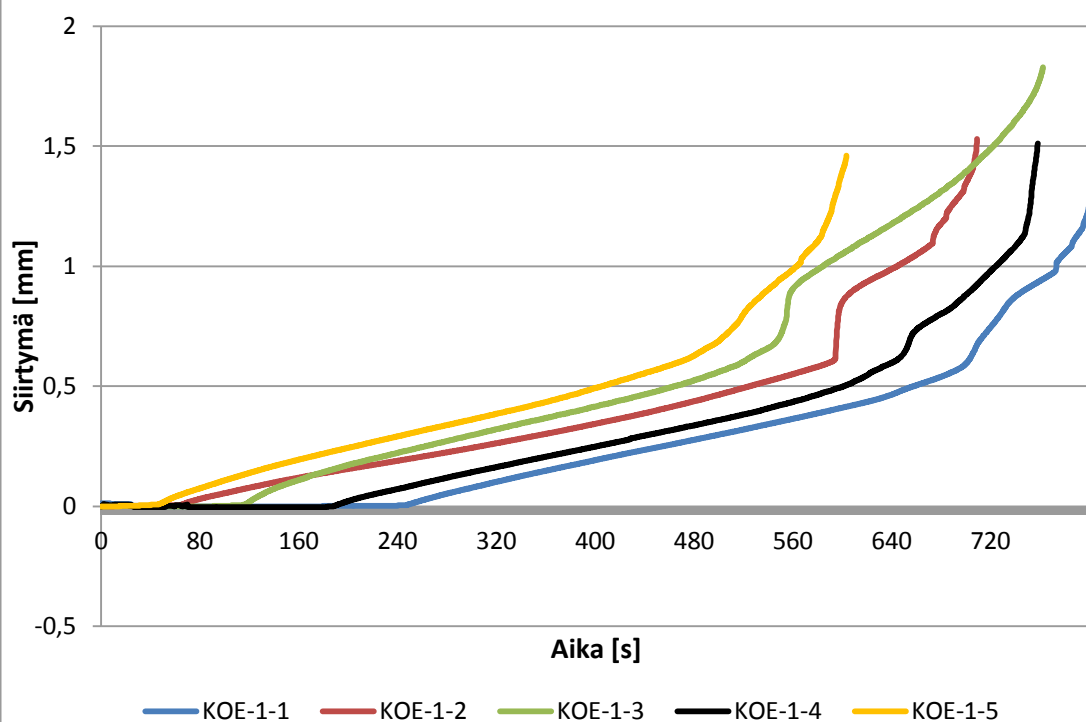


**Mittauspiste: 4****Mittauspiste: 5**

### Mittauspiste: 6

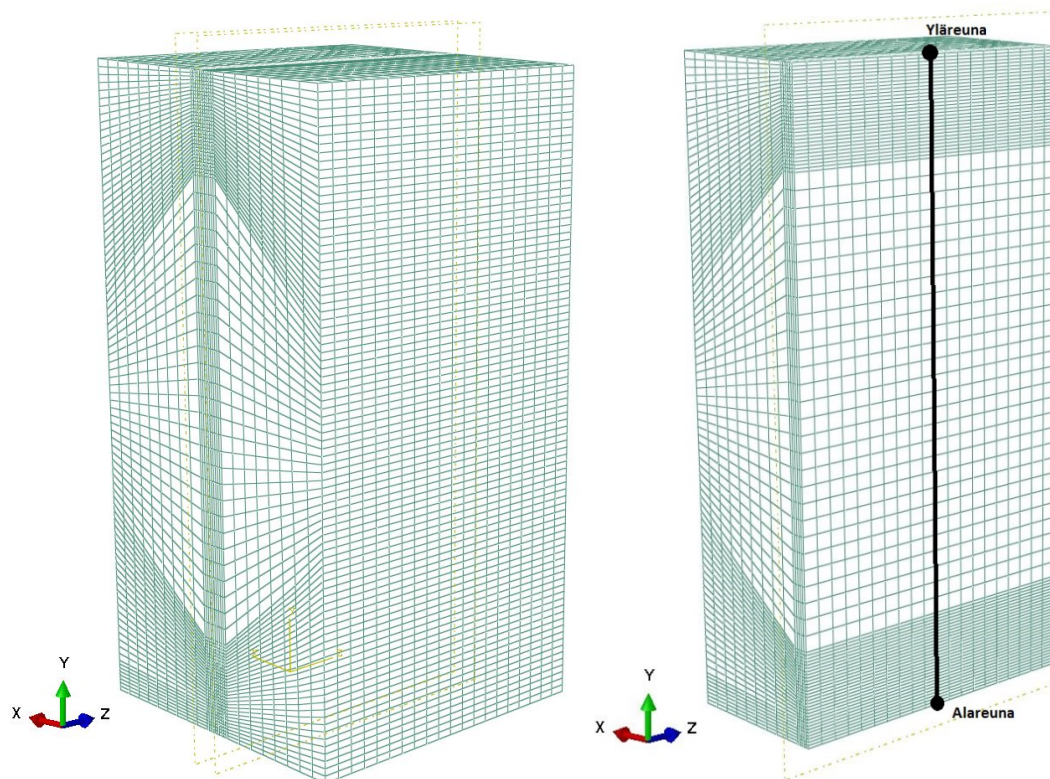


### Mittauspiste: 7

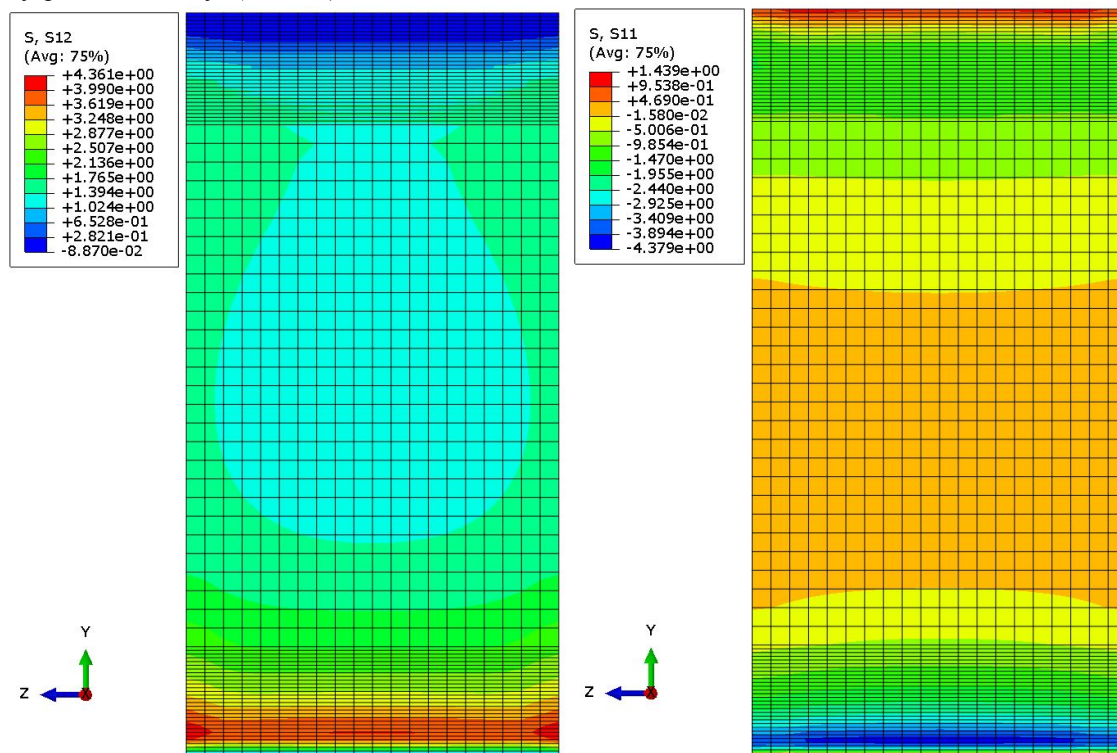


## Liite 4: Kuvat FEM-analyysin koekappaleista ja niiden jännitysjaumista

### KOE-2A:

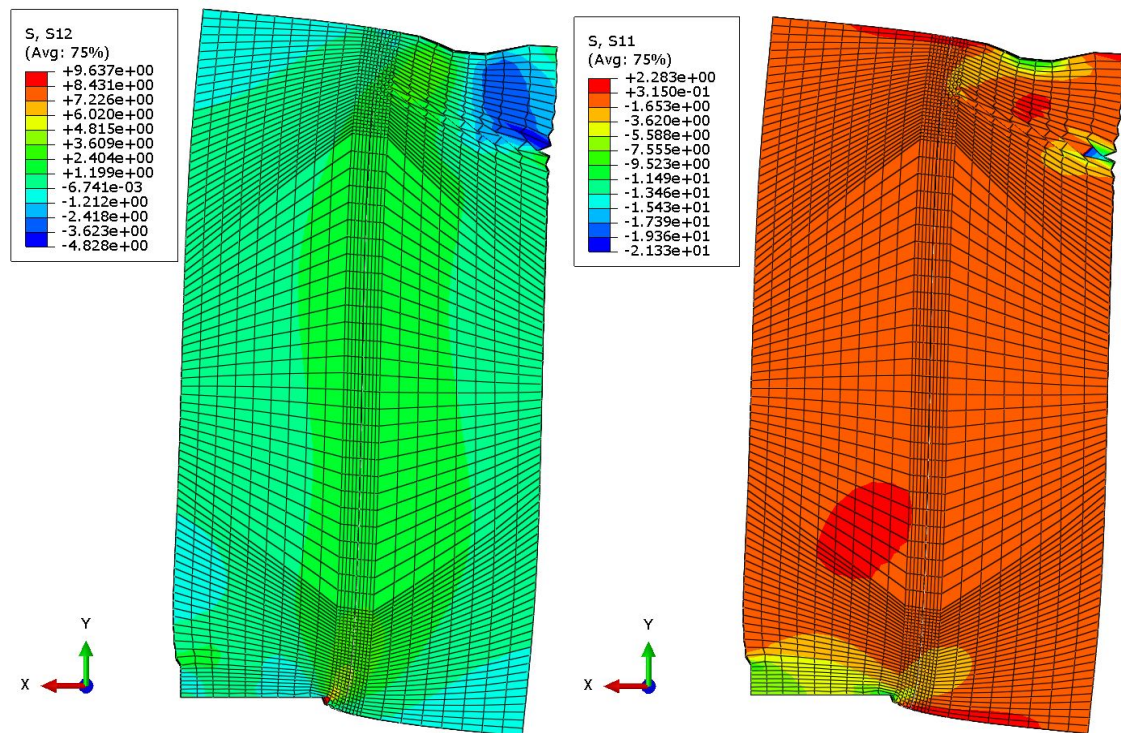


Kuva 1. Kuvassa on esitetty koekappale kokonaisena (vasemmalla) sekä betonin ja kovabetonipintausten rajapinnan keskilinja (oikealla).



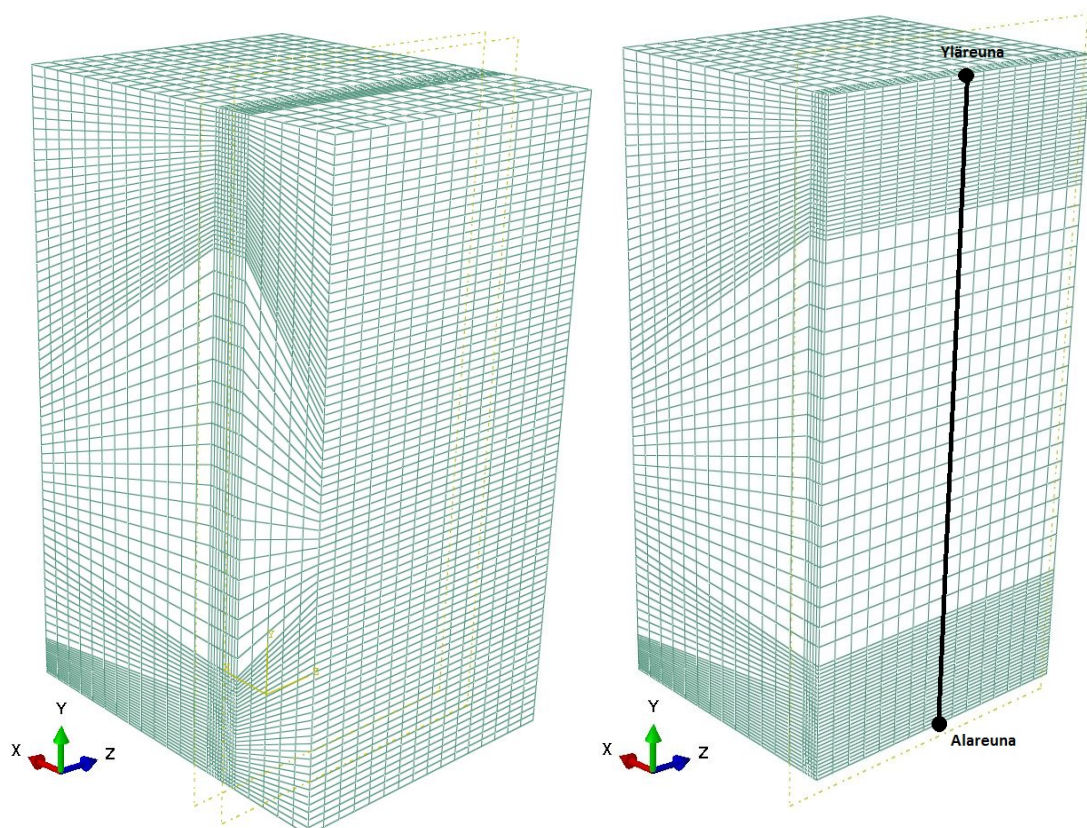
Kuva 2. Kuvassa on esitetty betonin ja kovabetonipintausten välisen rajapinnan leikkausjännitysjauma (vasemmalla) ja normaalijännitysjauma (oikealla).





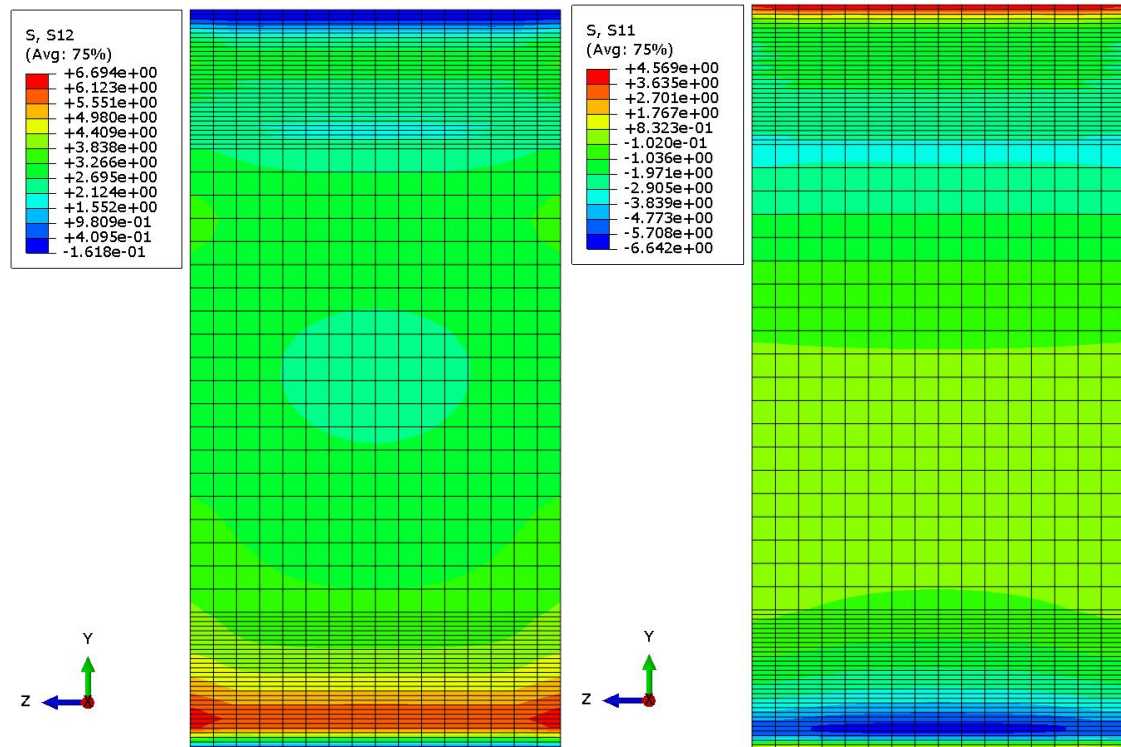
Kuva 3. Kuvassa on esitetty betonin ja kovabetonipintausten välinen leikkausjännitys (vasemmalla) ja normaalijännitys (oikealla) deformatiivisessa tilassa.

### KOE-2B:

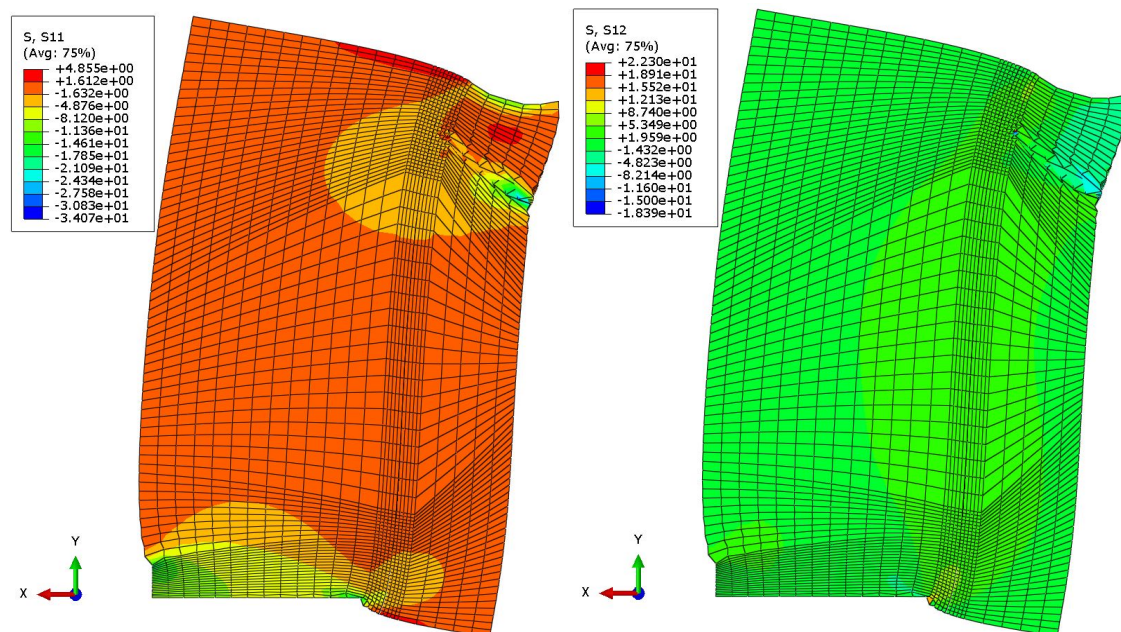


Kuva 4. Kuvassa on esitetty koekappale kokonaisena (vasemmalla) sekä betonin ja kovabetonipintausten rajapinnan keskilinja (oikealla).

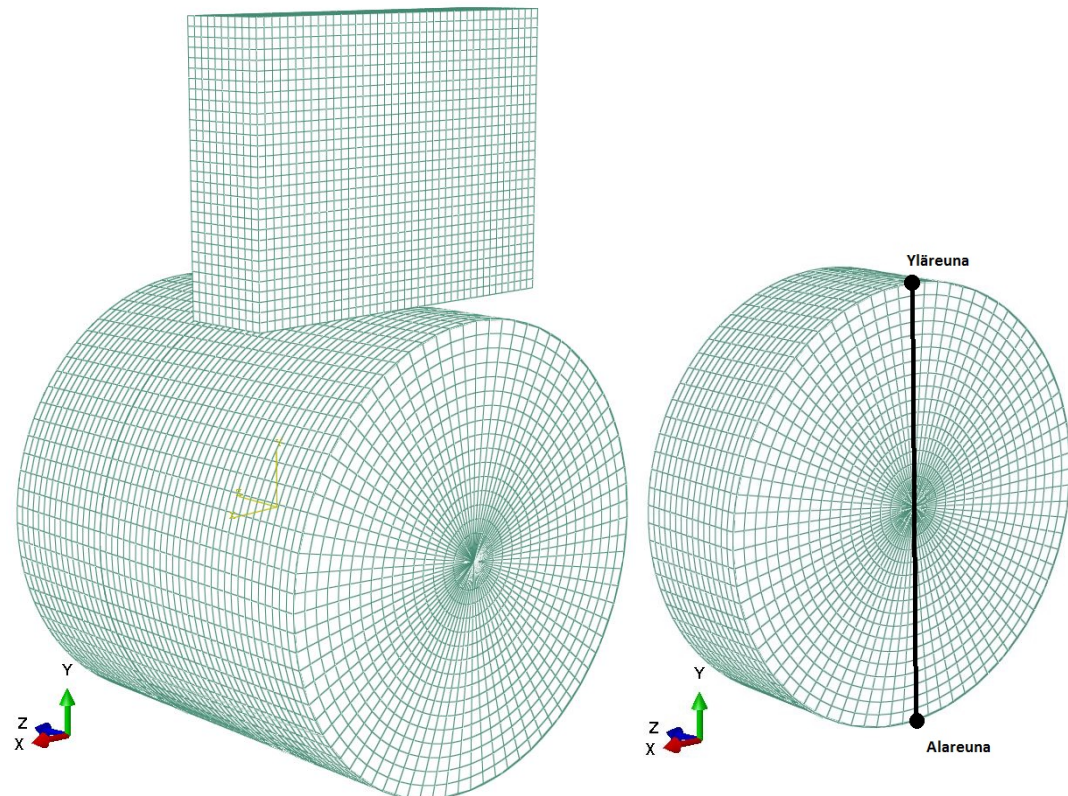




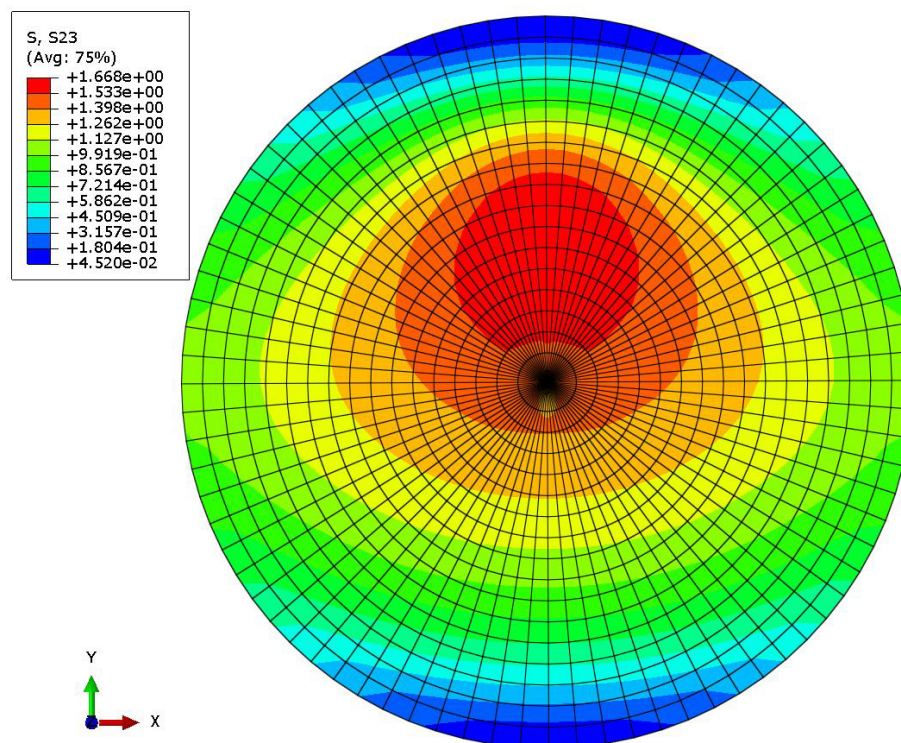
Kuva 5. Kuvassa on esitetty betonin ja kovabetonipintaauksen välisen rajapinnan leikkausjännitysjaakauma (vasemmalla) ja normaalijännitysjaakauma (oikealla).



Kuva 6. Kuvassa on esitetty betonin ja kovabetonipintaauksen välisen leikkausjännitys (vasemmalla) ja normaalijännitys (oikealla) deformatuneessa tilassa.

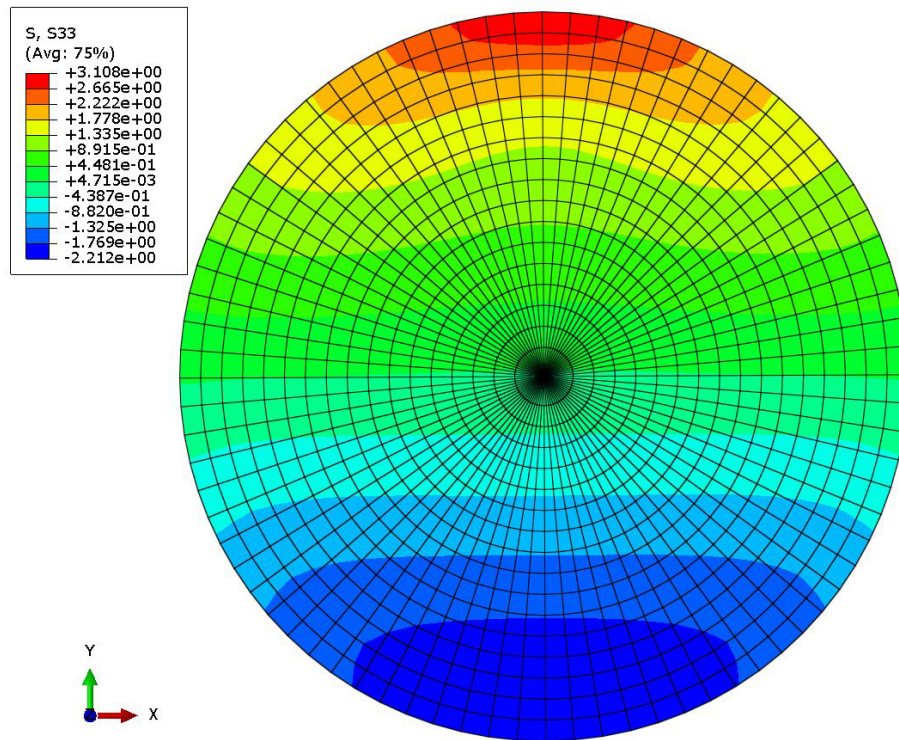
**KOE-3A/B:**

Kuva 7. Kuvassa on esitetty koekappale kokonaisena (vasemmalla) sekä betonin ja kovabetonipintausten rajapinnan keskilinja (oikealla).



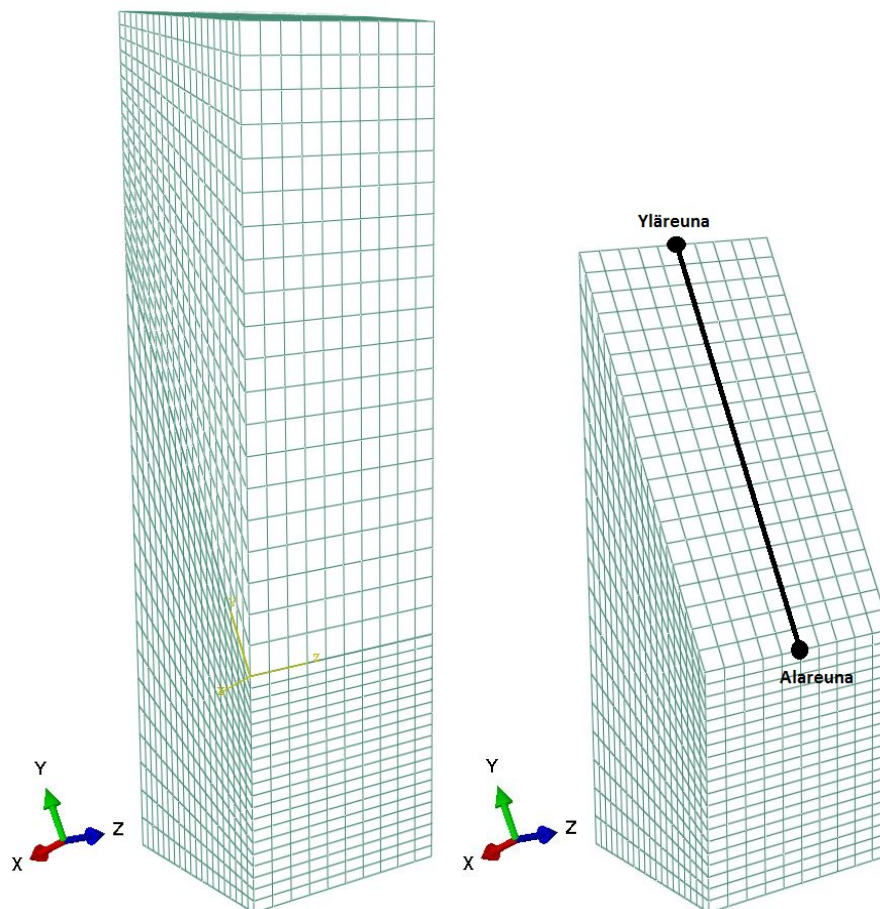
Kuva 8. Kuvassa on esitetty betonin ja kovabetonipintausten välisen rajapinnan leikkausjännitysjaakauma.



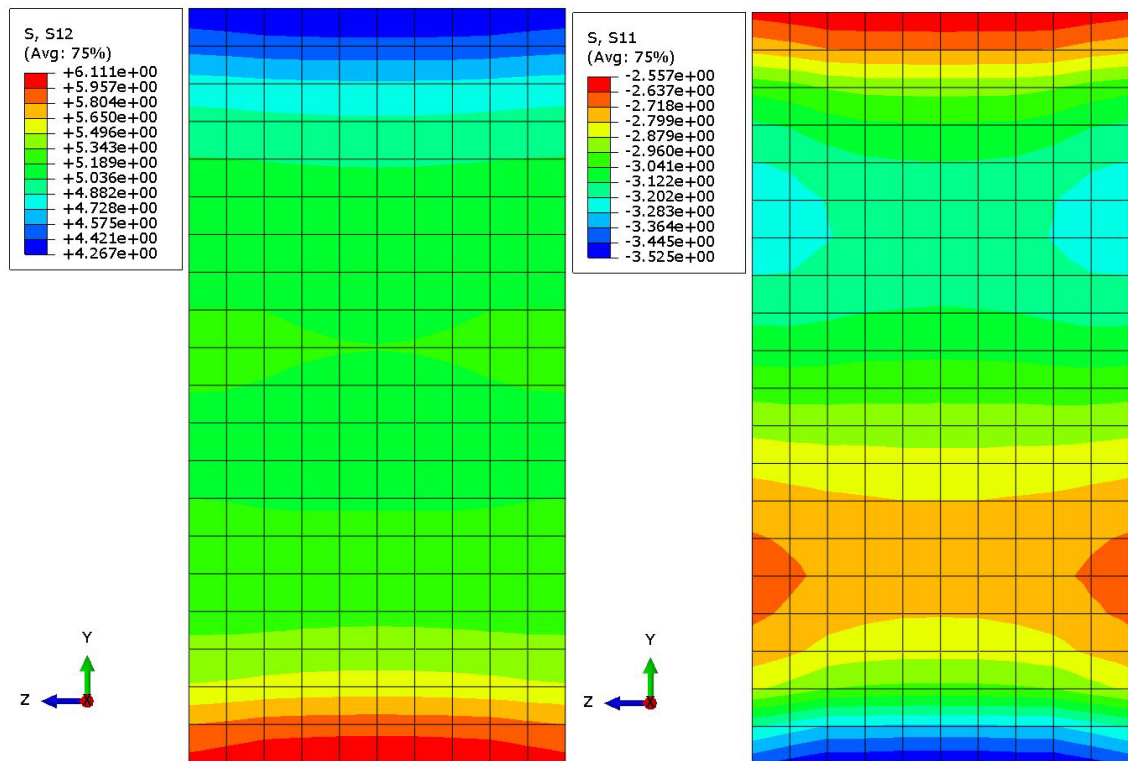


Kuva 9. Kuvassa on esitetty betonin ja kovabetonipintausten välisen rajapinnan normaalijännitysja-kauma.

#### KOE-5:



Kuva 10. Kuvassa on esitetty koekappale kokonaisena (vasemmalla) sekä betonin ja kovabetonipintausten rajapinnan keskilinja (oikealla).



Kuva 11. Kuvassa on esitetty betonin ja kovabetonipintauksen välisen rajapinnan leikkausjännitysja-  
kauma (vasemmalla) ja normaalijännitysjauma (oikealla).



Liite 5: Leikkauskokeiden tulokset

Leikkauskokeiden tulokset:

Kappa- leen nro	Silmämääräinen arvio koekappaleen kunnan vaikutuksesta kokeen tulokseen [1-5]	Leikkautuvan tason mitat			Leikkautuvan tason pinta- ala [mm <sup>2</sup> ]	Laskennallinen kestävyys EC2		Laskennallinen kestävyys RakMK B4 [MPa]	Maksimivoima koetuksessa [kN]	Murren aiheuttanut jännitys leikkautuvassa tasossa [MPa]	Murren aiheuttaneen jännityksen keskiarvo [MPa]	Otoskes- kihajonta [MPa]
		Pituus	Leveys	Halkaisija		[kN]	[MPa]					
KOE-1	1	2	401	200	-	80200	12,25	0,43	0,47	93,11	-	-
	2	4	401	200	-	80200	12,25	0,43	0,47	107,94	-	-
	3	5	401	200	-	80200	12,25	0,43	0,47	108,38	-	-
	4	3	401	200	-	80200	12,25	0,43	0,47	95,93	-	-
	5	3	401	201	-	80601	12,25	0,43	0,47	93,54	-	-
KOE-2A	1	3	199	101	-	20099	6,79	0,34	0,38	35,9	1,79	-
	2	3	200	101	-	20200	6,79	0,34	0,38	33,71	1,67	0,37
	3	3	200	102	-	20400	6,79	0,34	0,38	27,82	1,36	-
	4	1	199	101	-	20099	6,79	0,34	0,38	20,34	1,01	-
	5	1	200	101	-	20200	6,79	0,34	0,38	39,15	1,94	-
KOE-2B	1	5	162,5	79,7	-	12951,3	4,35	0,34	0,38	39,05	3,02	-
	2	5	162,6	81,6	-	13268,2	4,35	0,34	0,38	48,12	3,63	0,51
	3	5	160,8	78,8	-	12671,0	4,35	0,34	0,38	30,27	2,39	-
	4	5	164,2	79,7	-	13086,7	4,35	0,34	0,38	40,09	3,06	-
	5	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
KOE-3A	1	5	-	-	49,5	1924,4	0,67	0,34	0,38	0,71	0,37	0,52
	2	5	-	-	49,6	1932,2	0,67	0,34	0,38	1,02	0,53	-
	3	5	-	-	49,5	1924,4	0,67	0,34	0,38	1,02	0,53	-
	4	5	-	-	49,4	1916,7	0,67	0,34	0,38	2,55	1,33	-
	5	5	-	-	49,6	1932,2	0,67	0,34	0,38	2,71	1,40	-
KOE-3B	1	5	-	-	49,6	1932,2	0,67	0,34	0,38	1,86	0,96	0,24
	2	5	-	-	49,6	1932,2	0,67	0,34	0,38	1,86	0,96	-
	3	5	-	-	49,7	1940,0	0,67	0,34	0,38	2,1	1,08	-
	4	5	-	-	49,6	1932,2	0,67	0,34	0,38	1,66	0,86	-
	5	5	-	-	-	-	3,33	1,70	1,88	-	-	-
KOE-4	1	5	-	-	49,6	1932,2	3,33	1,70	1,88	2,9	1,5	0,24
	2	5	-	-	49,6	1932,2	3,33	1,70	1,88	2,9	1,5	-
	3	5	-	-	49,6	1932,2	3,33	1,70	1,88	3,8	2,0	-
	4	5	-	-	49,5	1924,4	3,33	1,70	1,88	3,1	1,6	-
	5	5	-	-	-	-	9,7	0,49	0,54	102,28	4,43	-
KOE-5	1	3	200	100	-	20000	9,7	0,49	0,54	120,18	5,20	0,44
	2	1	200	100	-	20000	9,7	0,49	0,54	120,18	5,20	-
	3	4	200	100	-	20000	9,7	0,49	0,54	119,98	5,20	-
	4	3	200	100	-	20000	9,7	0,49	0,54	129,11	5,59	-
	5	5	200	100	-	20000	9,7	0,49	0,54	124,07	5,37	-

KA:

OKH:

Leikkausj ännitys, EC2 [MPa]	Leikkausjännitys, Elastinen palkkiteoria [MPa]		
	I <sub>g</sub>	I <sub>eff</sub>	I <sub>cr</sub>
3,26	3,16	7,06	7,08
3,84	3,67	8,19	8,21
3,85	3,68	8,22	8,24
3,37	3,26	7,27	7,29
3,28	3,18	7,09	7,11
3,52	3,39	7,57	7,59
0,30	0,26	0,59	0,59



Liite 6: Materiaalien ominaisuudet

Materiaalien ominaisuudet:

Kappaleen nro	Arvio kappaleen kunnan vaikutuksesta kokeen tulokseen [1-5]	Kuormitusikä [vrk]	Maksimivoima koetuksessa [kN]	Kuutiolujuus 100x100 [MPa]	Kuutiolujuus 150x150 [MPa]	Lieriölujuus d=150 mm [MPa]	Lieriölujuuden keskiarvo [MPa]	Kimmo-kerroin [MPa]	Kimmokertoimen keskiarvo [MPa]
Betoni-kuutio 100x100	1	5	314,9	31,1	30,2	25,1	23,70	-	-
	2	5	274,6	27,6	26,8	21,8		-	
	3	5	300,4	30,1	29,2	24,2		-	
	4	5	251,4	24,59	23,9	19,12	21,61	-	-
	5	5	308,6	31,23	30,3	25,21		-	
	6	5	263,7	26,27	25,5	20,5		-	
	7	5	288,4	28,84	28,0	23,0	23,92	-	-
	8	5	294,2	29,3	28,4	23,4		-	
	9	5	316,8	31,42	30,5	25,36		-	
Betoni-lieriö d=150	1	5	-	-	-	-	-	17603	21305
	2	5	-	-	-	-		22700	
	3	5	-	-	-	-		23613	
	1	5	375,8	-	-	21,1	21	18877	22107
	2	5	378,7	-	-	21,26		23290	
	3	5	378,7	-	-	21,26		24155	
Kovabetoni-kuutio 100x100	1	3	591	59,5	57,8	47,8	50,1	-	-
	2	4	631	61,7	59,9	49,9		-	
	3	4	657	65,7	63,8	52,7		-	
	4	2	585	58	56,3	46,3	51,29	-	-
	5	5	658	65,5	63,6	52,57		-	
	6	3	696	69	67,0	55		-	
Kovabetoni-lieriö d=150	1	5	-	-	-	-	-	30541	32216
	2	4	-	-	-	-		30486	
	5	4	-	-	-	-		35622	
	1	5	969	-	-	54,4	58	31424	32493
	2	4	988	-	-	55,5		31570	
	5	4	1135	-	-	63,5		34486	